

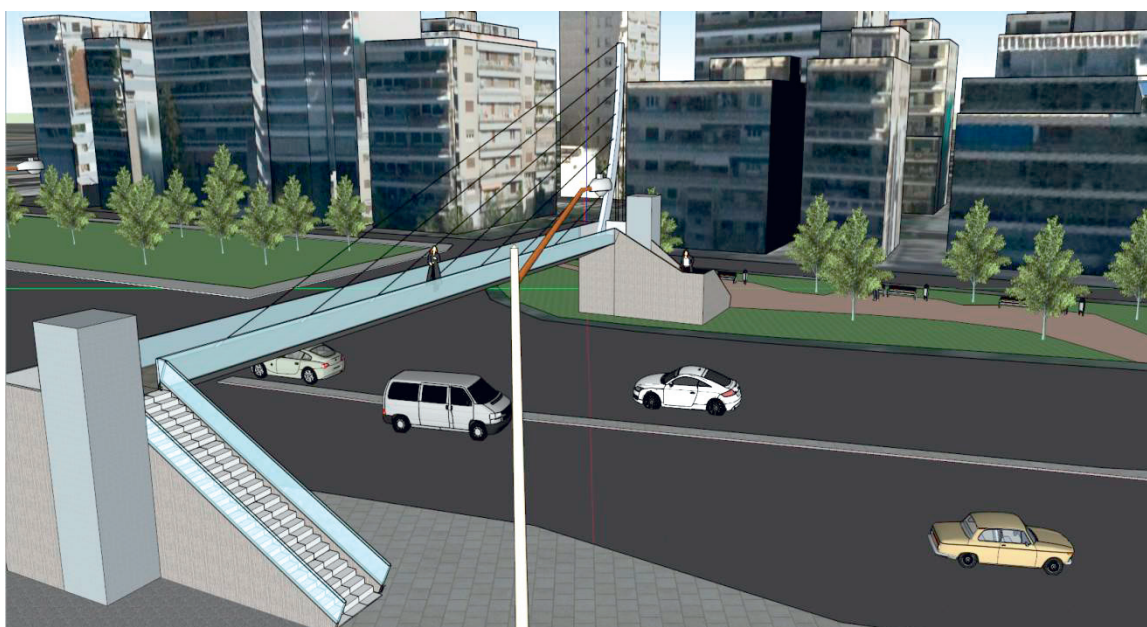


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Καλωδιωτής Πεζογέφυρας επί της Λεωφόρου Ποσειδώνος



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παναγιώτης Α. Τσαρπαλής

Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/06

Τσαρπαλής Π. Α. (2015).
Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας επί της λεωφόρου Ποσειδώνος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/06
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsarpalis P. A. (2015).
Design of a cable-stayed footbridge on the road Poseidonos
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/06
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	7
Ευχαριστίες	9
1 Εισαγωγή	11
1.1 Γενικά	11
1.2 Καλωδιωτές Γέφυρες	13
1.3 Καλωδιωτές πεζογέφυρες αναρτημένες από ευθύγραμμα καλώδια	14
1.4 Πεζογέφυρα στο Τροκαντερό	17
2 Μόρφωση Γέφυρας	21
2.1 Εισαγωγή	21
2.2 Στατικό προσομοίωμα	22
2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	23
2.4 Δομικά υλικά	24
2.4.1 Δομικός χάλυβας	24
2.4.2 Σκυρόδεμα	25
2.4.3 Οπλισμός σκυροδέματος	25
2.4.4 Επιλογή ποιότητας υλικών, παραδοχές	25
3 Δράσεις	27
3.1 Εισαγωγή	27
3.2 Μόνιμες δράσεις	27
3.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις	27
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες	27
3.3.2 Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες	28
3.4 Χιόνι	28
3.5 Δυνάμεις ανέμου	28
3.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές	32
3.6.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας	32
3.6.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας	33
3.7 Σεισμός	34
3.7.1 Εισαγωγή	34
3.7.2 Φάσμα σχεδιασμού	34
4 Συνδυασμοί δράσεων	37
4.1 Γενικά	37
4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	37
4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	38
5 Παρουσίαση προσομοιώματος	41
5.1 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK)	41
5.2 Προσομοίωμα γέφυρας	42
5.3 Ανάλυση	45
6 Διαστασιολόγηση	47
6.1 Κατάστρωμα	47
6.2 Πυλώνας	49
6.3 Καλώδια	50
6.3.1 Γενικά περί καλωδίων	50

6.3.2	Υπολογισμός δύναμης προεντάσεως.....	50
6.3.3	Υπολογισμός διατομής καλωδίων.....	53
6.3.4	Υπολογισμός E_t	55
6.4	Συμπεράσματα.....	56
7	Κατασκευή, Ανέγερση.....	59
7.1	Εισαγωγή.....	59
7.2	Κατασκευή.....	59
7.3	Μεθοδολογία ανέγερσης.....	59
7.4	Φάσεις κατασκευής στο Sofistik.....	66
8	Έλεγχος τάσεων.....	67
8.1	Εισαγωγή.....	67
8.2	Έλεγχος τάσεων στις φάσεις κατασκευής.....	67
8.3	Έλεγχος τάσεων στις ΟΚΑ και ΟΚΛ.....	69
8.4	Συμπεράσματα.....	71
9	Εφεδράνα.....	73
9.1	Εισαγωγή.....	73
9.2	Επιλογή τύπου εφεδράνων.....	74
9.3	Διαστασιολόγηση εφεδράνων.....	76
9.3.1	Φόρτιση $1.35G + 1.5Q + 1.0P$	76
9.3.2	Φόρτιση $1.0G + 1.0P + 1.0E$	76
9.3.3	Επιλογή διαστάσεων.....	77
10	Συνδέσεις.....	79
10.1	Εισαγωγή.....	79
10.2	Σύνδεση τμημάτων καταστρώματος.....	79
10.2.1	Επιλογή τύπου συγκόλλησης.....	79
10.2.2	Προετοιμασία των προς συγκόλληση άκρων.....	80
10.3	Σύνδεση καλωδίων καταστρώματος.....	81
11	Έλεγχος δυναμικής απόκρισης.....	85
11.1	Δυναμική των κατασκευών.....	85
11.2	Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας.....	85
12	Βιβλιογραφία.....	91
	Παράρτημα Α. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών.....	93
	Παράρτημα Β. Σχέδια.....	95

*Στους γονείς μου,
Αναστάσιο και Ουρανία*

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας επί της οδού Ποσειδώνος

Τσαρπαλής Π. Α. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη του φορέα μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας. Το σημείο προορισμού της θα είναι η συμβολή των οδών Λεωφ. Ποσειδώνος και Αφροδίτης στη στάση του τραμ "Τροκαντερό" και θα έχει ως σκοπό την ασφαλή διέλευση των πεζών. Η επιλογή του συγκεκριμένου σημείου έγινε μετά από αναζήτηση επικίνδυνων διαβάσεων στους δρόμους της Αθήνας και ύστερα από μετρήσεις και απόψεις των κατοίκων της γύρω περιοχής, κρίθηκε από τις πλέον επικίνδυνες.

Αρχικά, παρουσιάζεται μια εισαγωγή στις μεταλλικές γέφυρες και μια σύντομη περιγραφή των κινήτρων που με οδήγησαν στην συγκεκριμένη αναζήτηση και επιλογή.

Στη συνέχεια γίνεται μία σύντομη περιγραφή της πεζογέφυρας, όπου παρουσιάζονται το στατικό της προσομοίωμα, τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά και τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται. Ύστερα περιγράφονται αναλυτικά οι φορτίσεις και οι σεισμικές δράσεις που εφαρμόζονται στην πεζογέφυρα, με βάση τους Ευρωκώδικες. Παρουσιάζονται επίσης οι οριακές καταστάσεις και οι συνδυασμοί των δράσεων, με βάση τους οποίους γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών της γέφυρας.

Στη συνέχεια γίνεται μία περιγραφή του προγράμματος προσομοίωσης (Sofistik) με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις, η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την μόρφωση του προσομοιώματος και τέλος η παρουσίασή του.

Κατόπιν, πραγματοποιείται διαστασιολόγηση των επιμέρους στοιχείων της γέφυρας, περιγραφή των φάσεων ανέγερσης και τέλος έλεγχος των μελών στις οριακές καταστάσεις καθώς και σε κάθε φάση κατασκευής. Ακολούθως, υπολογίζονται τα εφέδρανα και επιλέγεται τύπος και διαστάσεις.

Στα τελευταία κεφάλαια γίνεται περιγραφή και αναπαράσταση των συνδέσεων και μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας.

Για την μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik 2012 -Student edition-, ενώ τα σχέδια, οι μορφοποιήσεις των φωτογραφιών και η ρεαλιστική απεικόνιση του έργου έγιναν με χρήση των προγραμμάτων AutoCAD, Photoshop και SketchUp αντίστοιχα.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2015/06

Design of a cable-stayed bridge on Poseidon Avenue

Tsarpalis P. A. (supervised by Vayas I.)

Abstract

Subject of the present dissertation is the study of the carrier of a stayed-cable footbridge to be placed on the intersection of Poseidonos Avenue and Aphroditis street, at Trokantero tram station, in order to secure safe pedestrian crossing. After looking into a number of dangerous Athenian street crossings, taking measurements and considering the views of the residents the particular point was chosen as one of the most hazardous.

To begin with, there is an introduction to metal bridges and a brief presentation of the motives that led me to the choice in question.

What follows is a description of the bridge with reference to its static simulant, the geometrical characteristics and the building materials to be used. I then analytically refer to the loads and the seismic strains, in accordance to the Eurocodes. A presentation of the extreme condition and the combinations of acting loads on which the efficiency control of the section of the bridge is based follows.

In continuation, I describe the simulation program (Sofistik) used to carry out my analyses, the procedure followed to form the simulant and finally its actual presentation.

Then the particular elements of the bridge are dimensioned, the various stages of the construction are described as well as the examining if its parts under extreme conditions and during each stage. The calculation of the bearings, the selection of their type and dimensions follow.

In the last chapters a description as well as a depiction of the bridge will be found.

The Sofistik 2012- Student Edition was used to carry out the study and the AutoCAD, Photoshop and SketchUp programmes to respectively design, formulate the photographs and realistically depict the structure.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μου εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους με βοήθησαν και με στήριξαν.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κύριο Ιωάννη Βάγια για την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος αλλά και για τη συνεχή καθοδήγησή του.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Παύλο Θανόπουλο για το χρόνο που μου αφιέρωσε και για την πολύτιμη βοήθειά του.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη συνεχή συμπαράσταση και υποστήριξή της στη μέχρι τώρα πορεία μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η γέφυρα είναι μία αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού). Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κ.τ.λ.

Οι γέφυρες γενικά, θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων περιοχής Πολιτικού Μηχανικού, έχουν όμως παράλληλα και πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις γι' αυτούς που ασχολούνται με το αντικείμενο αυτό.



Σχήμα 1.1: Reiman Pedestrian Bridge (Milwaukee, Wisconsin, USA 2001)

Από την στιγμή που ο άνθρωπος παρατηρώντας την φύση, ανακάλυψε έναν τρόπο να διασχίζει με ασφάλεια διάφορα φυσικά εμπόδια, η γέννηση της γεφυροποιίας έγινε πραγματικότητα. Η έναρξη της πλέον αξιόλογης περιόδου της γεφυροποιίας τοποθετείται χρονικά περί το τέλος του 18ου αιώνα, όπου άρχισε η συστηματική χρησιμοποίηση των κραμάτων του σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών. Με δεδομένα τα πολλαπλά πλεονεκτήματα του υλικού αυτού, έναντι των μέχρι τότε εν χρήσει φυσικών υλικών (λίθος και ξύλο), διανοίγονται πλέον νέοι ορίζοντες για τη γεφυροποιία, η οποία καλείται να παρακολουθήσει την πρόοδο των μέσων συγκοινωνίας και της τεχνολογίας, αλλά και τις αυξανόμενες απαιτήσεις του ανθρώπου. Παράλληλα και σταδιακά, εγκαταλείπεται ο εμπειρισμός και παραχωρεί τη θέση του στην ασφαλέστερη και ακριβέστερη ανάλυση μέσω γραφικών στην αρχή και αναλυτικών στη συνέχεια μεθόδων υπολογισμού. Οι μέθοδοι κατασκευής και ανέγερσης, μέρα με την μέρα βελτιώνονται, ενώ η επαναστατική εξέλιξη της βιομηχανίας του σιδήρου δίνει τη δυνατότητα μαζικής παραγωγής του απαραίτητου υλικού, σε ποιότητες συνεχώς βελτιούμενες. Γίνεται με αυτό τον τρόπο δυνατή η ζεύξη όλο και μεγαλύτερων ανοιγμάτων χωρίς τη μεσολάβηση ενδιάμεσων στηρίξεων, με αποκορύφωμα την κρεμαστή γέφυρα Akashi-Kaikyo (Ιαπωνία 1998), που έχει σήμερα το μεγαλύτερο ελεύθερο άνοιγμα μεταξύ πυλώνων (1990m).

Επιπρόσθετα, στις αρχές του 20ου αιώνα, η εμφάνιση του σκυροδέματος συντέλεσε στην εξεύρεση της τεχνικά αρτιότερης και οικονομικά βέλτιστης λύσης στα προβλήματα γεφυροποιίας, με αποκορύφωμα την ανάπτυξη κατά τις τελευταίες δεκαετίες των σύμμικτων κατασκευών.



Σχήμα 1.2: Κρεμαστή γέφυρα Akashi-Kaikyo (Ιαπωνία 1998)

Οι σιδηρές και οι σύμμικτες γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα:

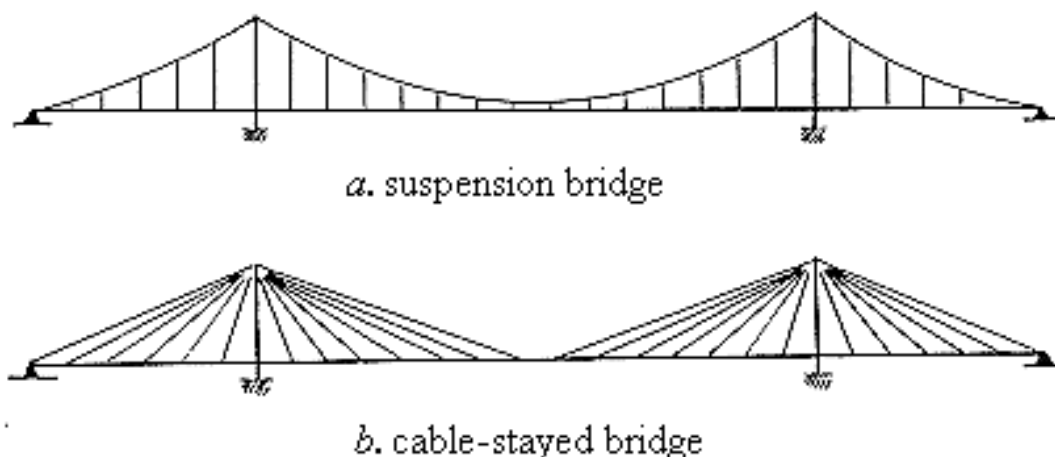
- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες κλπ)
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδιο κλπ)
- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ)
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης)
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες)
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές)
- Λοξότητα (ορθές, λοξές)
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες)
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες)
- Κινητικότητα (σταθερές και κινητές)

Είναι ευνόητο, ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις κατηγορίες. Έτσι μια γέφυρα μπορεί να είναι πχ οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.

1.2 Καλωδιωτές Γέφυρες

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι γέφυρες, στις οποίες το κατάστρωμα και οι κύριες δοκοί στηρίζονται μέσω ενός συστήματος καλωδίων. Το φέρον σύστημα των καλωδιωτών γεφυρών αποτελείται από τις κύριες δοκούς και το κατάστρωμα, το σύστημα των καλωδίων που στηρίζει το κατάστρωμα, τους πυλώνες που στηρίζουν το σύστημα καλωδίων και τα βάθρα αγκύρωσης. Καλύπτουν ανοίγματα από 200m έως 2000m χωρίς ενδιάμεση υποστήριξη και χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

- Κρεμαστές γέφυρες (suspension bridges). Κύριο στοιχείο τους είναι το καμπύλο καλώδιο ανάρτησης, το οποίο στηρίζεται κατάλληλα στους πυλώνες, και μεταφέρει σ' αυτούς και στα βάθρα αγκύρωσης το σύνολο σχεδόν των φορτίων της γέφυρας.
- Γέφυρες αναρτημένες με ευθύγραμμο καλώδιο (cable-stayed bridges). Ανάλογα με την κατά μήκος της γέφυρας διάταξη των καλωδίων, υπάρχουν τέσσερα συστήματα, το ακτινωτό (fan), το παράλληλο (harp), το ημιακτινωτό ή τροποποιημένο (modified fan) και το σύστημα αστέρος (star)



Σχήμα 1.3: α. Κρεμαστές β. Αναρτημένες από ευθύγραμμα καλώδια γέφυρες

1.3 Καλωδιωτές πεζογέφυρες αναρτημένες από ευθύγραμμα καλώδια

Πεζογέφυρα ή γέφυρα για πεζούς (footbridge or pedestrian bridge) είναι μία γέφυρα που έχει σχεδιαστεί για πεζούς και σε ορισμένες περιπτώσεις για ποδηλάτες και όχι για κυκλοφορία οχημάτων. Σε πολλές αναπτυγμένες χώρες, οι πεζογέφυρες είναι όχι μόνο λειτουργικές αλλά και όμορφα έργα τέχνης και γλυπτικής. Παράλληλα, για φτωχές αγροτικές κοινότητες στον αναπτυσσόμενο κόσμο, μια πεζογέφυρα μπορεί να είναι το μόνο μέσο πρόσβασης μιας κοινότητας σε ιατρικές κλινικές, σχολεία και αγορές.

Μια καλωδιωτή πεζογέφυρα αποτελεί μία από τις πλέον ενδιαφέρουσες λύσεις οικονομικά, στατικά και αισθητικά. Αποτελείται από το κατάστρωμα (σύμμικτο ή μεταλλικό), τους πυλώνες, καθώς και τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης.

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης είναι το βασικό στοιχείο αυτού του τύπου γεφυρών. Πρόκειται για καλώδια υψηλής αντοχής που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στους πυλώνες μέσω αξονικού εφελκυσμού. Η διάταξη των καλωδίων μπορεί να γίνει σε ένα, δύο ή τρία επίπεδα (κατακόρυφα ή κεκλιμένα, συμμετρικά ή όχι ως προς τον άξονα της γέφυρας). Ασύμμετρη τοποθέτηση των καλωδίων ως προς το κατάστρωμα, εφαρμόζεται κυρίως σε πεζογέφυρες, όπου η στρεπτική καταπόνηση δεν είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Επίσης η σύνδεσή τους με το κατάστρωμα γίνεται είτε εκτός είτε εντός αυτού.

Στην πρώτη περίπτωση, η σύνδεση γίνεται με την βοήθεια προβόλων ως επέκταση των διαδοκίδων του καταστρώματος, χωρίς να δεσμεύεται κανένα τμήμα του καταστρώματος. Μειονέκτημα είναι η απαιτούμενη πρόσθετη τοπική ενίσχυση για να μεταφερθούν οι έκκεντρες δυνάμεις των καλωδίων στις κύριες δοκούς (τοπική διάτμηση και κάμψη). Στη δεύτερη περίπτωση, επειδή για την πραγματοποίηση της αγκύρωσης δεσμεύεται κάποιο τμήμα του καταστρώματος γίνεται αύξηση του πλάτους της γέφυρας.



Σχήμα 1.4: Cable stayed footbridge Pasarela Atirantado La Rosa 2003



Σχήμα 1.5: The Sea Bridge Sassnitz, Germany



Σχήμα 1.6: Πεζογέφυρα Μεσογείων-Κατεχάκη Αθήνα

1.4 Πεζογέφυρα στο Τροκαντερό

Η υπό εξέταση γέφυρα αποτελεί μία γέφυρα πεζών στη διασταύρωση των οδών Λεωφ. Ποσειδώνος και Αφροδίτης στη στάση Τροκαντερό στην περιοχή του Παλαιού Φαλήρου και θα ενώνει τον αστικό ιστό της πόλης με το παραλιακό μέτωπο.

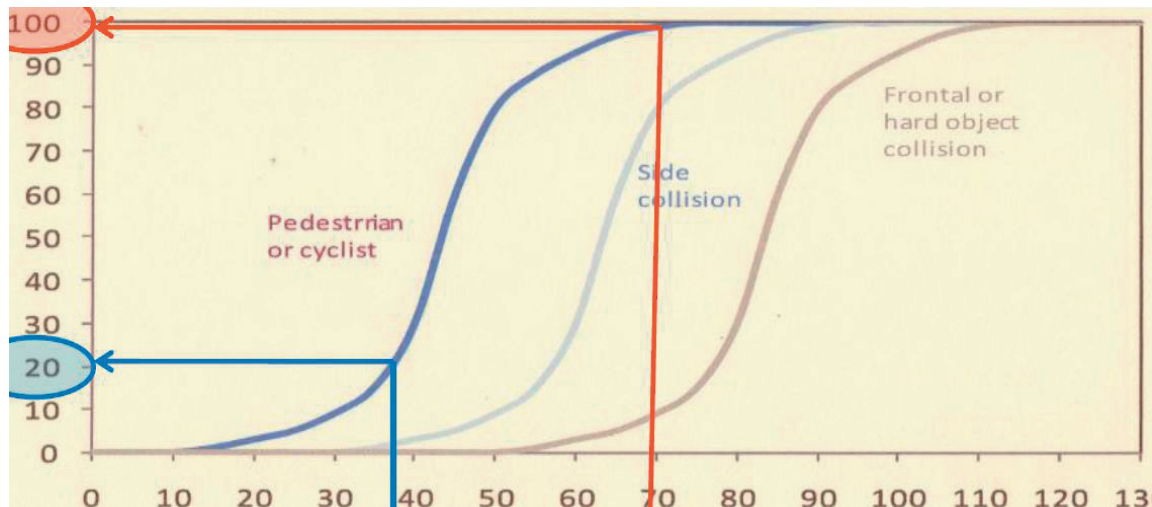
Εκατοντάδες κάτοικοι της περιοχής αναγκάζονται να διασχίσουν καθημερινά τη Λεωφόρο Ποσειδώνος ώστε να έχουν πρόσβαση στις στάσεις των μέσων μαζικής μεταφοράς, ενώ πολλοί είναι αυτοί που τη διασχίζουν για να επισκεφτούν τους χώρους αναψυχής της παραλίας. Η κατάσταση επιδεινώνεται δραματικά τους καλοκαιρινούς μήνες και τα σαββατοκύριακα καθώς η περιοχή του Παλαιού Φαλήρου είναι ιδιαίτερα προσφιλή σε επισκέπτες.

Επισκεφτήκαμε την περιοχή όπου και διαπιστώσαμε την επικινδυνότητα της κατάστασης. Οι πεζοί αναγκάζονται να διασχίσουν ένα δρόμο ταχείας κυκλοφορίας στον οποίο η ταχύτητα των αυτοκινήτων ξεπερνά τα 70km/h. Επιπρόσθετα ο συνωστισμός τους στις ανεπαρκείς, πρακτικά ανύπαρκτες, νησίδες αυξάνει την πιθανότητα ατυχήματος.

Σύμφωνα με μελέτες η πιθανότητα θανάτου σε περίπτωση παράσυρσης πεζού, σε σχέση με την ταχύτητα του οχήματος είναι :

για ταχύτητα 70 km/h -> πιθανότητα θανάτου 100%

για ταχύτητα 35 km/h -> πιθανότητα θανάτου 20%



Σχήμα 1.7: Πιθανότητα θανάτου σε σχέση με την ταχύτητα του οχήματος
Πηγή: OECD, TOWARDS ZERO, Ambitious Road Safety Targets, 2008



Σχήμα 1.8: Διέλευση πεζών σε ώρα κυκλοφοριακής αιχμής



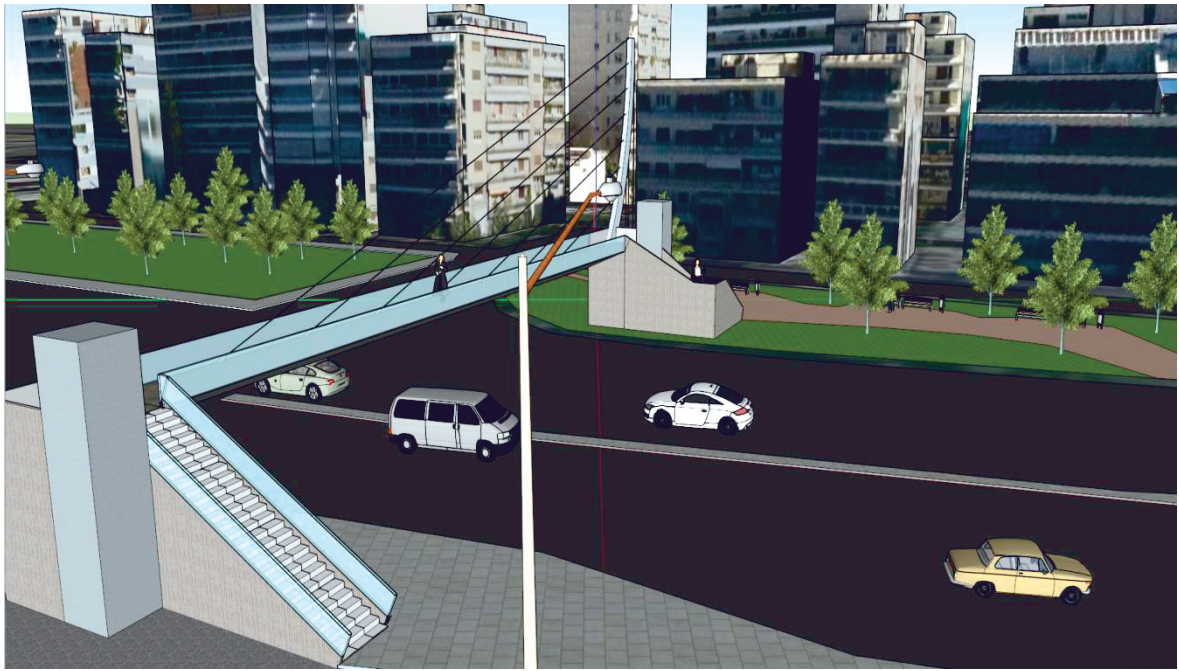
Σχήμα 1.9: Ανεπαρκείς νησίδες



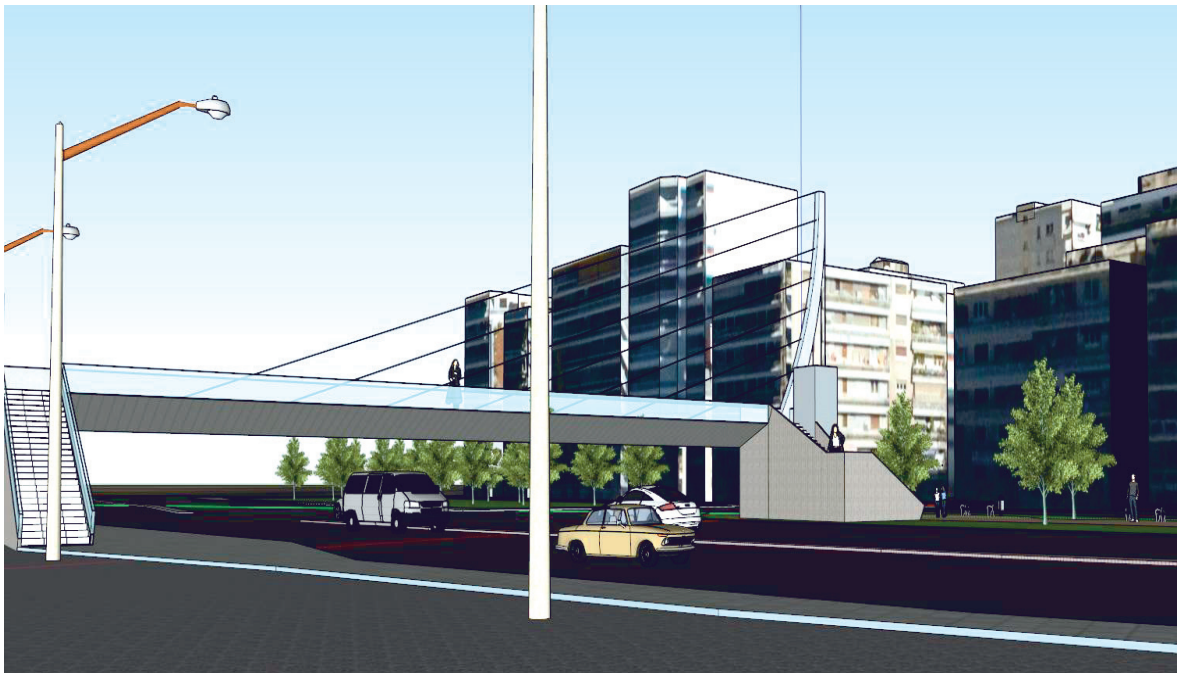
Σχήμα 1.10: Μεγάλη ταχύτητα αυτοκινήτων

Θεωρούμε επομένως ότι η κατασκευή πεζογέφυρας σε ένα τόσο κομβικό σημείο της παραλιακής οδού είναι καίριας σημασίας για την ασφάλεια των πεζών. Στην παρούσα εργασία γίνεται η μελέτη μίας τέτοιας πεζογέφυρας.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται μία ρεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας στην περιοχή του Τροκαντερού. Η απεικόνιση έγινε με χρήση του προγράμματος SketchUp, ενώ η εισαγωγή των χαρακτηριστικών της περιοχής έγινε μέσω του Google Earth.



Σχήμα 1.11: Ρεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας Τροκαντερού



Σχήμα 1.12:Ρεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας Τροκαντερού

2 Μόρφωση Γέφυρας

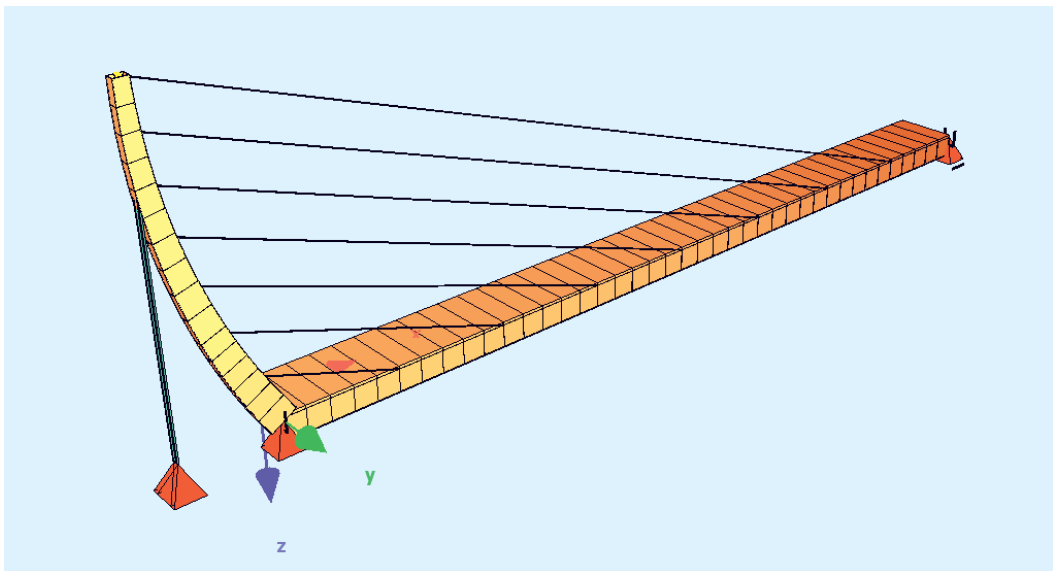
2.1 Εισαγωγή

Η μελέτη αφορά στο σχεδιασμό καλωδιωτής πεζογέφυρας, η οποία αποτελείται από τα εξής επιμέρους στοιχεία:

1. Σύμμικτο κατάστρωμα
2. Επτά κεκλιμένα καλώδια ανάρτησης
3. Δύο κατακόρυφα καλώδια αγκύρωσης
4. Μεταλλικό πυλώνα

Το κατάστρωμα είναι σύμμικτο, τριγωνικής διατομής πλάτους 3m. Τα κεκλιμένα καλώδια τοποθετούνται ανά 5m, σε ένα επίπεδο μεταφέροντας το φορτίο στον πυλώνα. Ο πυλώνας, από τον οποίο αναρτάται (μέσω καλωδίων) το κατάστρωμα, είναι ορθογωνικής, μεταλλικής, μεταβλητής διατομής και έχει σχήμα τόξου κύκλου με αποτέλεσμα μαζί με τα καλώδια να έχουμε την εικόνα μιας άρπας.

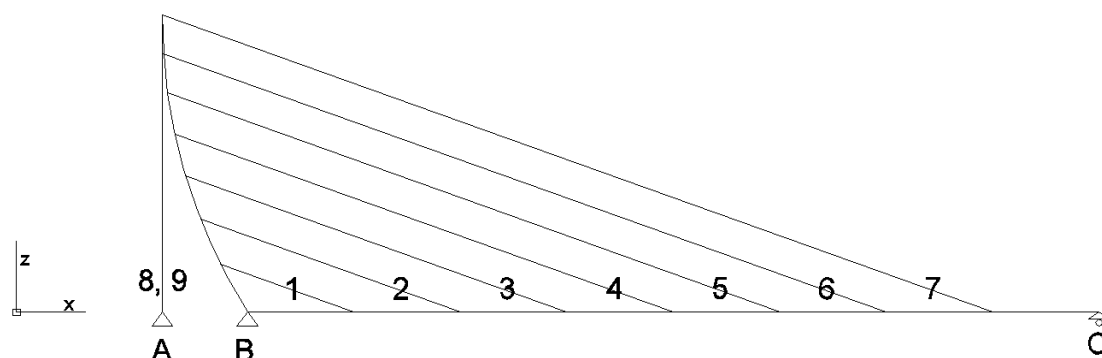
Το μήκος της πεζογέφυρας λήφθηκε ίσο με 40 μέτρα, απόσταση που μετρήθηκε μετά την αποτύπωση της περιοχής με χρήση του τοπογραφικού οργάνου total station. Το ύψος του πυλώνα περιορίζεται από την συνολική εμφάνιση της γύρω περιοχής, η οποία περιλαμβάνει πολυκατοικίες 4-8 ορόφων. Επιλέγεται τελικώς ύψος πυλώνα 13,5 μέτρα.



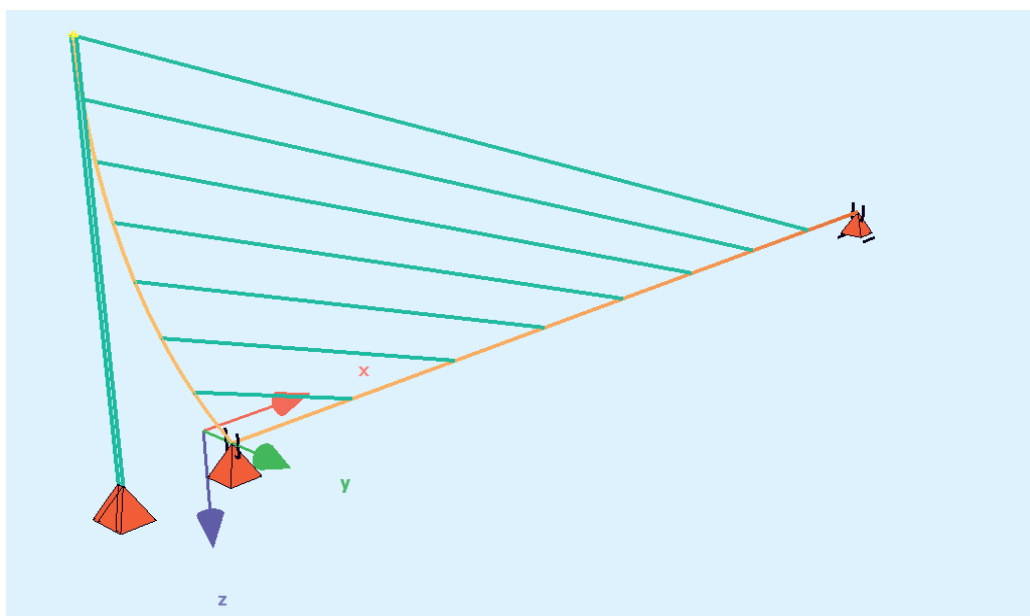
Σχήμα 2.1: Απεικόνιση πεζογέφυρας

2.2 Στατικό προσομοίωμα

Το κατάστρωμα στηρίζεται σε δύο στηρίξεις B, C. Η B είναι άρθρωση, ενώ η C κύλιση στη διαμήκη διεύθυνση. Το κατάστρωμα αναρτάται μέσω των καλωδίων 1-7 από τον πυλώνα. Στο σημείο B το κατάστρωμα συνδέεται μονολιθικά με τον πυλώνα ο οποίος λειτουργεί ως πρόβολος. Τέλος τα κατακόρυφα καλώδια 8-9 εξασφαλίζουν τη σωστή λειτουργία του φορέα. Η καμπύλη μορφή του πυλώνα σε συνδυασμό με τη σωστή τοποθέτηση των καλωδίων εξασφαλίζουν μια βασική επιδίωξη, ο πυλώνας να λειτουργεί κυρίως σε θλίψη.



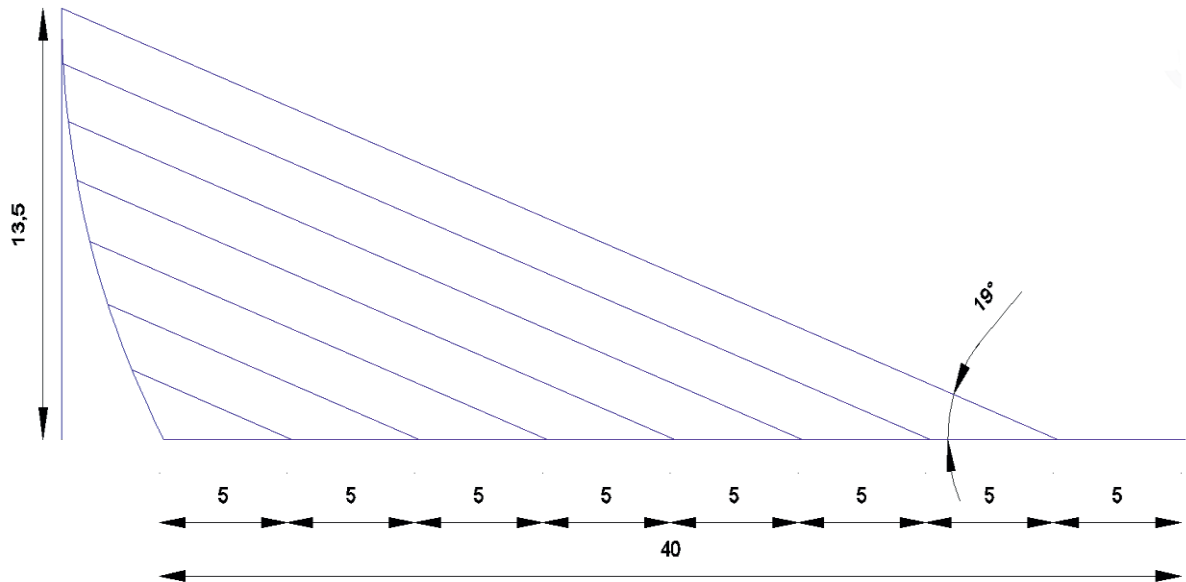
Σχήμα 2.2: Στατικό προσομοίωμα, αρίθμηση καλωδίων



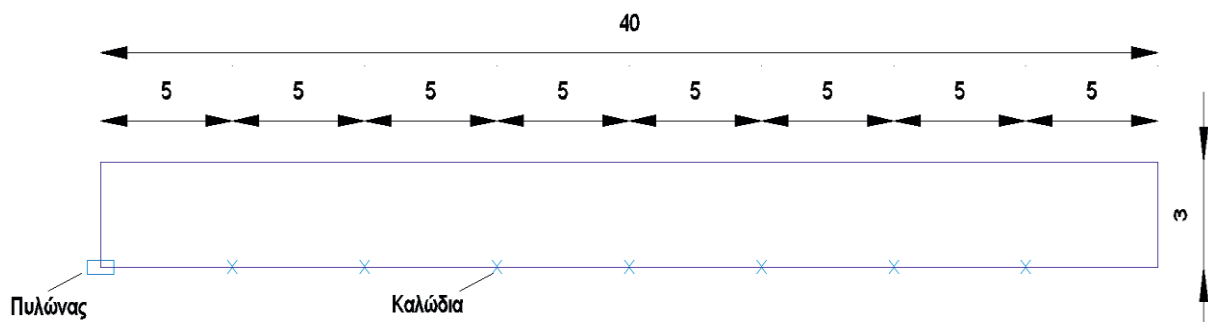
Σχήμα 2.3: Στατικό προσομοίωμα στο Sofistik

2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Οι διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων της γέφυρας φαίνονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 2.4: Όψη κατά την διαμήκη έννοια



Σχήμα 2.5: Κάτοψη καταστρώματος

2.4 Δομικά υλικά

2.4.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών και λοιπών τεχνικών έργων. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηριστικό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου σήμερα δομικού υλικού, είναι τα εξής:

- i. Μεγάλη αντοχή ή μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος. Αυτό οδηγεί σε λεπτές διατομές, μείωση των ίδιων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση κλπ.
- ii. Ομογένεια υλικού. Τα χαρακτηριστικά του είναι σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, γεγονός που εξασφαλίζει την ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.
- iii. Μονιμότητα. Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στον χρόνο (εφ' όσον παρέχεται η κατάλληλη συντήρηση).
- iv. Ελαστικότητα. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, τα δε γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προσδιορίζονται με μεγάλη ακρίβεια.
- v. Ολκιμότητα: Είναι η ικανότητα του χάλυβα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί. Έτσι, αν ένα τεμάχιο χάλυβα με μικρή περιεκτικότητα σε άνθρακα υποβάλλεται σε εφελκυσμό, επιμηκύνεται σημαντικά με ταυτόχρονη μείωση της διατομής του στο σημείο αστοχίας, πριν επέλθει η τελική θραύση. Υλικό που δε διαθέτει αυτή την ιδιότητα, χαρακτηρίζεται ως ψαθυρό και αν υποβληθεί π.χ. σε κρουστικό φορτίο, μπορεί να θραύσει. Η ολκιμότητα στο χάλυβα, επιτρέπει την ανάπτυξη τοπικής διαρροής σε σημεία όπου εμφανίζεται συγκέντρωση υψηλών τάσεων υπό τα φορτία σχεδιασμού, με αποτέλεσμα την ανακατανομή της έντασης και την πρόληψη πρόωρης αστοχίας. Επιπλέον εάν η κατασκευή υπερφορτιστεί, σε μεγάλες παραμορφώσεις λόγω της ολκιμότητας, είναι ορατές και μπορεί να οδηγήσουν στην πρόληψη της επερχόμενης αστοχίας.
- vi. Η ταχύτητα εκτέλεσης
- vii. Βιομηχανικό κατά το μεγαλύτερο μέρος του προϊόν με ελεγχόμενη εκ τούτου ποιότητα.
- viii. Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις. Σε συνδυασμό με την ικανότητα ανάπτυξης σημαντικών πλαστικών παραμορφώσεων και απορρόφησης εξ αυτού προ της αστοχίας σημαντικής ενέργειας, καθίσταται ο χάλυβας ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.
- ix. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.
- x. Η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησής του, η ευκολία ενίσχυσης υπάρχουσών κατασκευών, η ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή κλπ.

Στα μειονεκτήματα του υλικού συγκαταλέγονται:

- i. Ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες (οι θερμοκρασίες που αναπτύσσονται σε περίπτωση πυρκαγιάς, προκαλούν έντονη απομείωση αντοχής του χάλυβα) και ανάγκη λήψης μέτρων πυροπροστασίας.
- ii. Ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας, η οποία οδηγεί σε αναγκαία αύξηση του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί σε θλιβόμενα στοιχεία, για την αποτροπή του φαινομένου του λυγισμού.
- iii. Ευαισθησία έναντι κόπωσης (σε περίπτωση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης)

2.4.2 Σκυρόδεμα

Στις σύμμικτες γέφυρες δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας μικρότερης από C30/37. Επίσης, δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας μεγαλύτερης από C50/60, εκτός αν υπάρχει επαρκής αιτιολόγηση.

2.4.3 Οπλισμός σκυροδέματος

Χρησιμοποιούνται κυρίως οι παρακάτω ποιότητες συγκολλησίμου χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος με νευρώσεις:

S400s με τάση διαρροής $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$

S500s με τάση διαρροής $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά τους είναι ίδια με αυτά των δομικών χαλύβων.

2.4.4 Επιλογή ποιότητας υλικών, παραδοχές

Σύμφωνα με τα προηγούμενα επιλέχθηκε:

Μεταλλικό κατάστρωμα από χάλυβα S460, πλάκα σκυροδέματος C30/37 και πυλώνας μεταλλικός, επίσης από χάλυβα ποιότητας S460. Τα κατακόρυφα καλώδια είναι τύπου "full locked coil rope", ενώ τα κεκλιμένα είναι "spiral strand rope" από χάλυβα Y1570C, μέτρου ελαστικότητας 160 GPa και 150 GPa αντίστοιχα. Παρακάτω δίνονται τα χαρακτηριστικά των υλικών που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση:

- Δομικός χάλυβας S460

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής: $f_y = 460 \text{ MPa}$

Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 540 \text{ MPa}$

- Σκυρόδεμα C30/37

Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Αντοχή: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

- Χάλυβας οπλισμού S500s

Όριο διαρροής: $f_y = 500 \text{ MPa}$

- Χάλυβας καλωδίων Y1570C

Ενεργό μέτρο ελαστικότητας: $E = 160 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής: $f_y = 1300 \text{ MPa}$

Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 1570 \text{ MPa}$

3 Δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Ένας φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή.

Ανάλογα με τη χρήση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο μόνιμες δράσεις (permanent actions), ή "νεκρά φορτία", νοούνται όλες οι δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή των δράσεων περιλαμβάνονται κατακόρυφα φορτία που δρουν σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις δαπέδων, σταθερός εξοπλισμός, κιγκλιδώματα), δυνάμεις προέντασης, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.

Ειδικά για τις σιδηρές γέφυρες η χαρακτηριστική τιμή του ίδιου βάρους θα προσδιορίζεται ως το άθροισμα των ονομαστικών βαρών των επιμέρους μελών της γέφυρας, προσαυξημένο κατά 10% προκειμένου να ληφθεί υπόψη και το βάρος των διάφορων ελασμάτων (κομβοελάσματα κλπ) και μέσων σύνδεσης στους κόμβους, σύμφωνα με τον EC1.

3.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

Εντάσσονται γενικώς στην κατηγορία των μεταβλητών ελεύθερων δράσεων (variable-free) εκτός αν ορίζεται κάτι διαφορετικό στον κανονισμό. Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση της κατασκευής και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες

Ο κανονισμός ορίζει τρία μοντέλα φόρτισης για ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας, με τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

- a. Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο ανθρωποσυνωστισμού

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Για μεμονωμένο άνοιγμα γέφυρας $10\text{m} < L_{sj}=40\text{m} < 210\text{m}$, ισχύει:
 $2.5 \text{ kN/m}^2 < q_{fk} = 2.0 + 120 / (L_{sj} + 30) < 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{fk} = 3.71 \text{ kN/m}^2$

b. Συγκεντρωμένο φορτίο

Ένα συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{fwb} = 10 \text{ kN}$ που ενεργεί σε μία επιφάνεια $0.10 \times 0.10 \text{m}^2$, τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις.

c. Όχημα συντήρησης

Στην συγκεκριμένη πεζογέφυρα δεν λαμβάνεται υπόψη αυτό το μοντέλο φόρτισης.

3.3.2 Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες

Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης Q_{fk} που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας στο επίπεδο του οδοστρώματος, είναι μεγαλύτερη από τις ακόλουθες τιμές:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα διανεμημένου φορτίου, ή
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος συντήρησης.

Η δύναμη αυτή θεωρείται ότι ενεργεί ταυτόχρονα με την αντίστοιχη κατακόρυφη δύναμη.

Επομένως έχουμε: $Q_{fk} = 10\% \times 3.71 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_{fk} = 0.371 \text{ kN/m}^2$

3.4 Χιόνι

Σε κλειστές (με οροφή) γέφυρες, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη συνύπαρξη χιονιού και μεταβλητών δράσεων. Σε ανοιχτές γέφυρες, όπως η συγκεκριμένη, ο συνδυασμός αυτός μπορεί να παραλείπεται.

3.5 Δυνάμεις ανέμου

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για πολλές όμως κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρηθούν ως στατικά.

Προκειμένου να γίνει ο υπολογισμός των δυνάμεων που προέρχονται από την ανεμοπίεση, προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δύο μέθοδοι, η απλή και η λεπτομερής. Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μεγαλύτερος από 1.2. Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί για κτίρια, καπνοδόχους με ύψος μικρότερο από 200m, καθώς και για γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο από 200m, με την προϋπόθεση πάντα ότι ο συντελεστής c_d είναι μικρότερος του 1.2.

Από το σχήμα 9.4 του μέρους 2.4 του Ευρωκώδικα 1 για άνοιγμα πεζογέφυρας $L=40\text{m}$ και ύψος $z_e=5.5\text{m}$ προκύπτει η τιμή του δυναμικού συντελεστή $c_d=0.92 < 1.2$, οπότε για την συγκεκριμένη περίπτωση μπορεί να εφαρμοστεί η απλή μέθοδος.

Η συνολική δύναμη του ανέμου F_w η οποία ενεργεί επί μίας κατασκευής ή επί ενός επιμέρους στοιχείου της, υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_w = q_{ref} \times c_e(z_e) \times c_d \times c_f \times A_{ref}, \quad (3.1)$$

όπου

c_d είναι ο δυναμικός συντελεστής της κατασκευής

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς, μετρούμενη γενικά ως προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου

q_{ref} είναι η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου

$c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους z_e πάνω από την επιφάνεια του εδάφους

Η πίεση αναφοράς q_{ref} προσδιορίζεται από την σχέση:

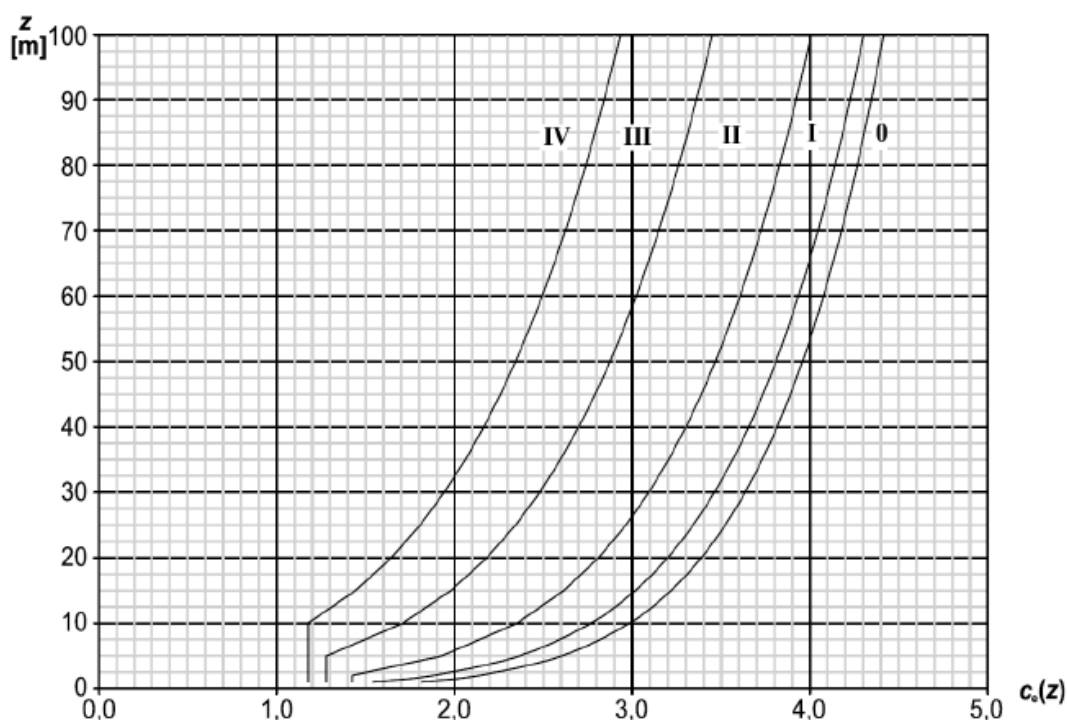
$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \times v_{ref}^2, \quad (3.2)$$

όπου

ρ η πυκνότητα του αέρα, ίση με 1.25 kg/m^3

v_{ref} η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (m/s), και είναι $v_{ref} = 36 \text{ m/s}$ για παράκτιες ζώνες που απέχουν μέχρι 10 km από τη θάλασσα, σύμφωνα με το Πληροφοριακό Παράρτημα Α του Μέρους 2.4.

Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ προσδιορίζεται από το σχήμα 8.3 του μέρους 2.4 του Ευρωκώδικα:



Σχήμα 3.1: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ συνάρτησης του ύψους πάνω από το έδαφος z , για διάφορες κατηγορίες εδάφους και για επίπεδες επιφάνειες εδάφους

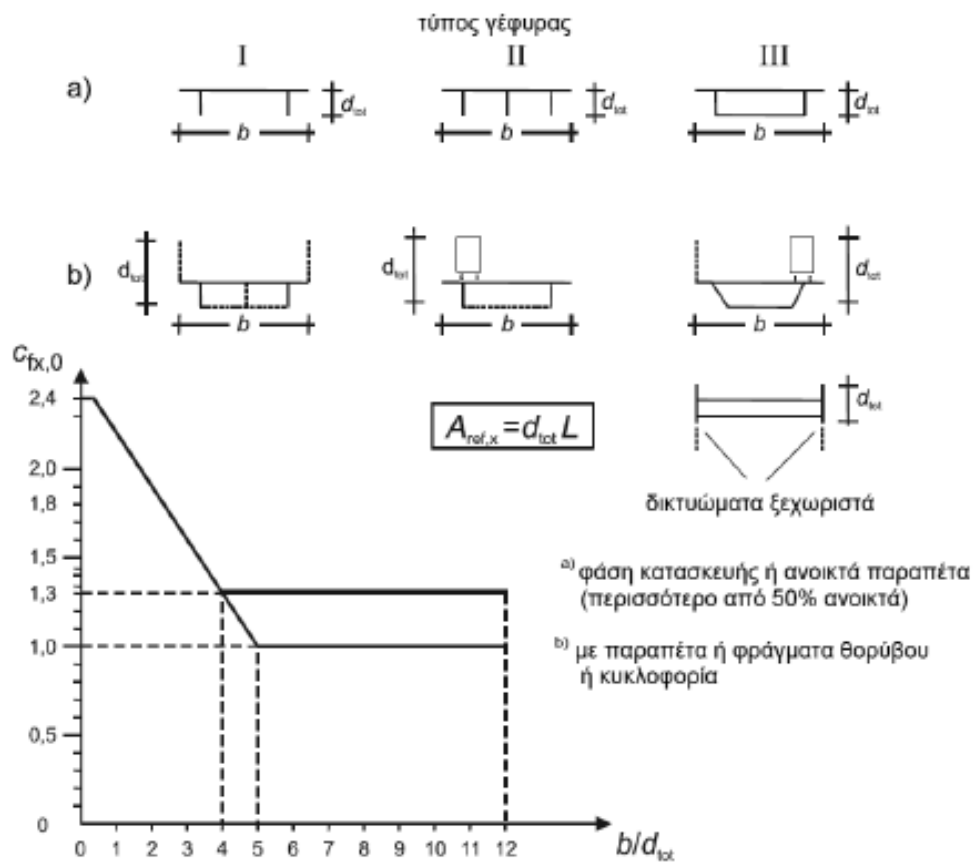
Για φόρτιση ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση y συντελεστής δύναμης $c_{f,y}$ ισούται με:

$$c_{f,y} = c_{fy,o} \times \psi_{\lambda,y}, \quad (3.3)$$

όπου

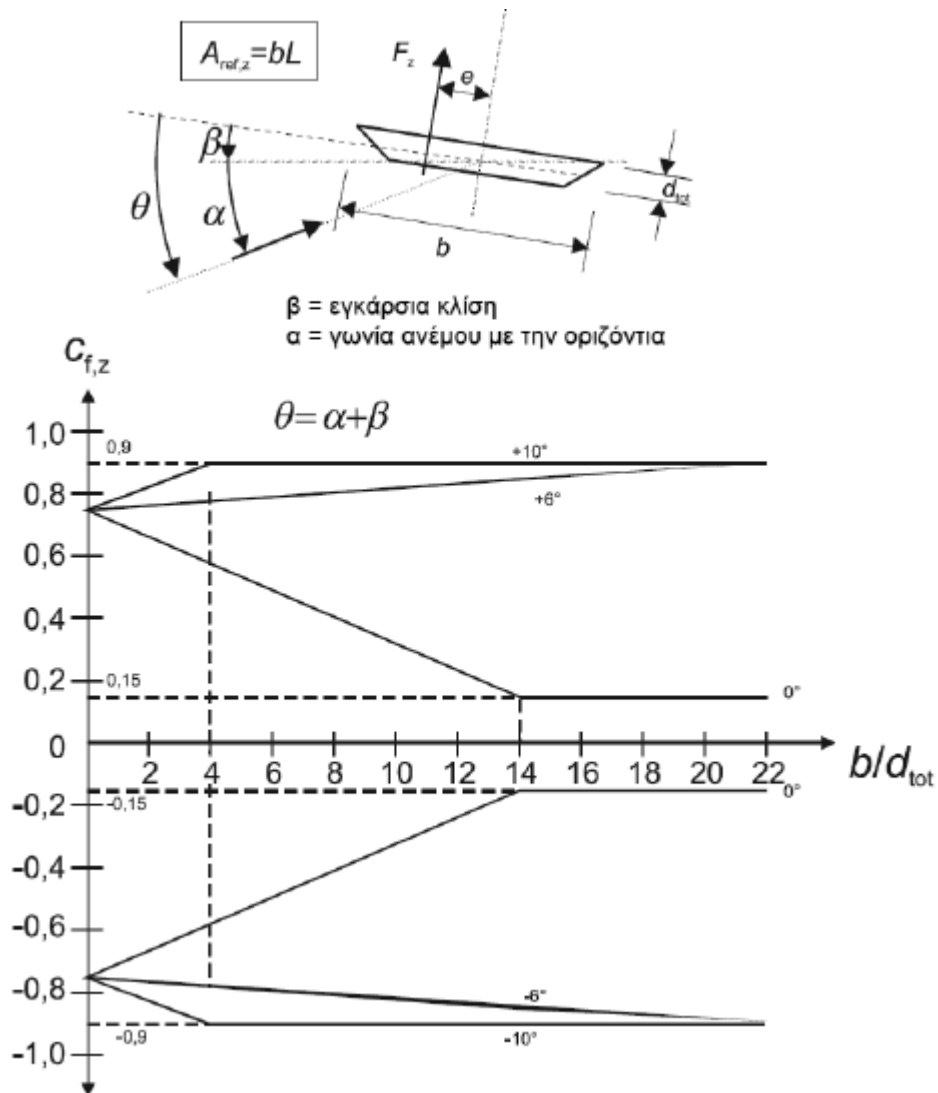
$c_{fy,o}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για $\lambda = l/d = \infty$ και δίνεται στο σχήμα 10.11.2 του Ευρωκώδικα. Όταν η προσήνεμη όψη της γέφυρας είναι κεκλιμένη ο συντελεστής $c_{fy,o}$ μπορεί να μειώνεται κατά 0.5% για κάθε μία μοίρα κλίσης, με μέγιστη συνολική μείωση 30%

$\psi_{\lambda,y}$ είναι μειωτικός συντελεστής λυγηρότητας και λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα



Σχήμα 3.2: Συντελεστής δύναμης $c_{fx,o}$ για γέφυρες

Για τη δράση του ανέμου στα καταστρώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση z , τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω, ο συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$, καθορίζεται και λαμβάνεται από το σχήμα 10.11.15 του μέρους 2.4 του Ευρωκώδικα. Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης $A_{ref,z} = b \times L$, ενώ το ύψος αναφοράς είναι ίδιο με τη διεύθυνση y . Η δύναμη της ανεμοπίεσης F_z λαμβάνεται με εκκεντρότητα $e=b/4$.



Σχήμα 3.3: Συντελεστής δύναμης c_{fz} για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και κλίση ανεμοπίεσης

Για ολόσωμες γέφυρες οι δυνάμεις ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση x λαμβάνονται ίσες με το 25% των δυνάμεων του ανέμου κατά την διεύθυνση y .

3.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον EC1. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μία διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient) (π.χ. φάση ανέγερσης).

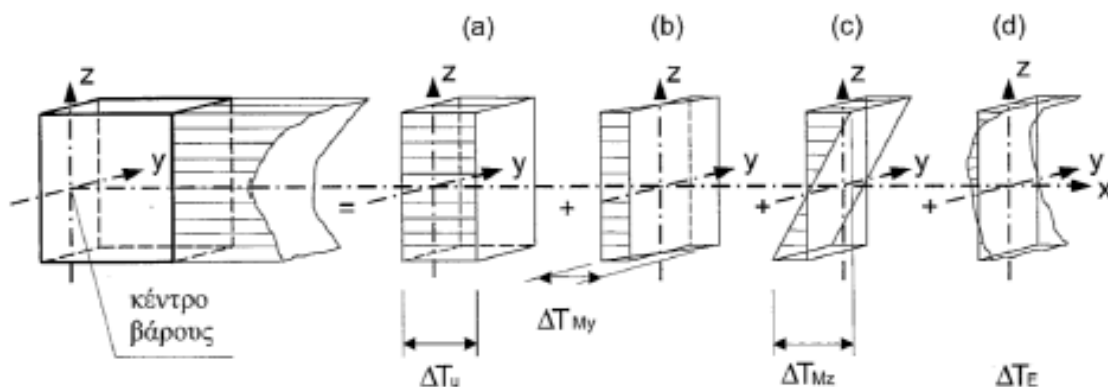
Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών κατατάσσονται σε τρεις ομάδες:

-Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα

-Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα

-Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα

Οι συνιστώσες της θερμοκρασιακής κατανομής σε μια διατομή μπορεί να είναι : α) ομοιόμορφη, β) γραμμική περί τον z-z, γ) γραμμική περί τον y-y, δ) μη γραμμική

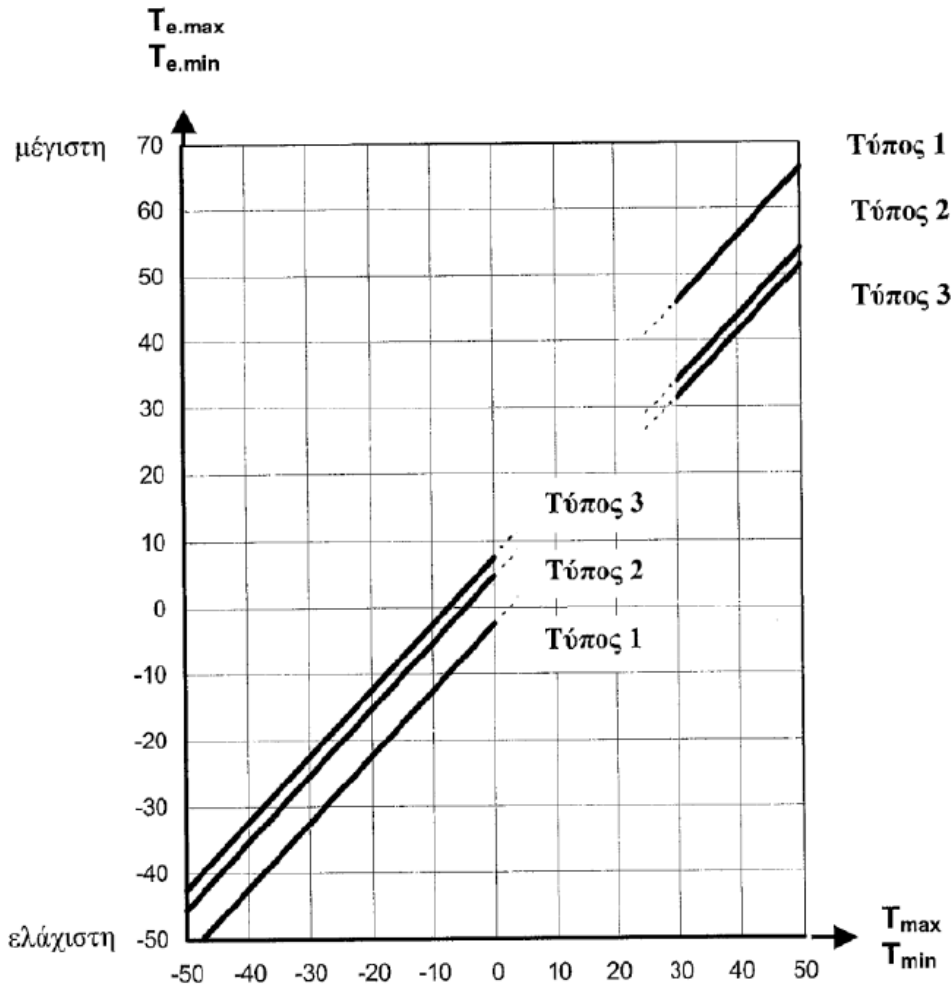


Σχήμα 3.4: Συνιστώσες θερμοκρασιακής κατανομής σε διατομή (α) ομοιόμορφη (β) γραμμική περί τον z-z (γ) γραμμική περί τον y-y (δ) μη γραμμική

Ο έλεγχος γίνεται για την ομοιόμορφη και τη γραμμική κατανομή της θερμοκρασίας και η συγκεκριμένη γέφυρα κατατάσσεται στην ομάδα 2.

3.6.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας

Στην ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει το κατάστρωμα.



Σχήμα 3.5: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής ($\Delta T_{N,neg}$) και της θετικής ($\Delta T_{N,pos}$) ενεργού θερμοκρασίας της γέφυρας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0, \quad (3.4)$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0, \quad (3.5)$$

όπου $T_0 = 10^0\text{C}$ η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας
 Για τις ανάγκες της παρούσης εργασίας λήφθηκε προσεγγιστικά
 $\Delta T_{N,neg} = -20^0\text{C}$
 $\Delta T_{N,pos} = +20^0\text{C}$

3.6.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για γέφυρες

Ομάδα καταστρώματος		Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
		$\Delta T_{M,pos} (C)$	$\Delta T_{M,neg} (C)$
1		18	-13
2		15	-18
3	Κιβωτοειδής δοκός	10	-5
	Λοιπές μορφές	15	-8

Η ομάδα της γέφυρας είναι 2, επομένως έχω: $\Delta T_{M,pos} (C) = 15^0C$, $\Delta T_{M,neg} (C) = -18^0C$

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας υπολογίζεται μόνο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Σε περίπτωση, επίσης, που πρέπει να ληφθεί υπόψη ταυτόχρονη συνύπαρξη της ομοιόμορφης (ΔT_N) και της γραμμικής (ΔT_M) συνιστώσας της θερμοκρασίας, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες εκφράσεις:

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$$

$$\text{όπου } \omega_N = 0.35 \text{ και } \omega_M = 0.75$$

Από τους παραπάνω συνδυασμούς λαμβάνεται ο πλέον δυσμενής.

3.7 Σεισμός

3.7.1 Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

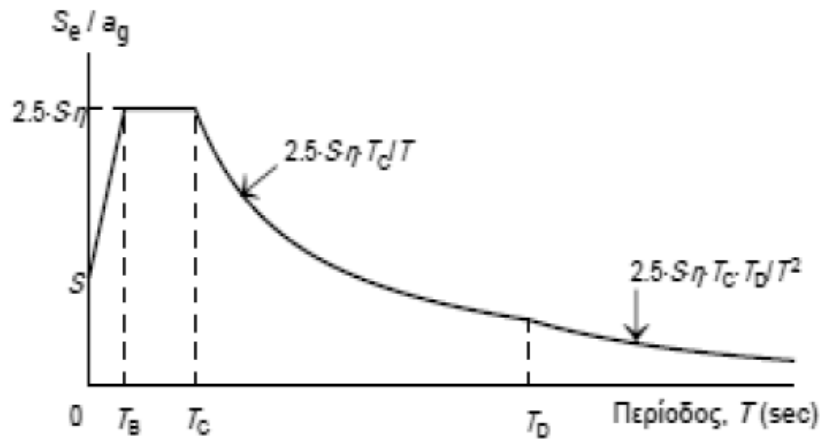
Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων που ασκούνται στον φορέα χρησιμοποιείται η μέθοδος φασματικής απόκρισης ή αλλιώς φασματική δυναμική μέθοδος. Μέσω αυτής μελετάται η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας έναντι σεισμού, χρησιμοποιώντας τις ιδιομορφές και τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους της κατασκευής και εντάσσοντάς τις στο συνολικό προσομοίωμα. Κατά την ανάλυση φασματικής απόκρισης γίνεται ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα, με τη χρήση των τεταγμένων του τοπικού φάσματος απόκρισης σχεδιασμού.

3.7.2 Φάσμα σχεδιασμού

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά το σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται

εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q . Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερητική απόσβεση και άλλοι.



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$\text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$\text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$\text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

$$\text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0.55 = \text{συντελεστής απόσβεσης (το } \zeta \text{ τίθεται επί τοις εκατό)}$$

Σχήμα 3.6: Ελαστικό φάσμα

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$\text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$\text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g$$

$$\text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g$$

$$\text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σχήμα 3.7: Φάσμα σχεδιασμού

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i	Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
Z1	0.16	I	0.80	A	0.15	0.40	2.50	1.00
Z2	0.24	II	1.00	B	0.15	0.50	2.50	1.20
Z3	0.36	III	1.20	C	0.20	0.60	2.50	1.15
		IV	1.40	D	0.20	0.80	2.50	1.35
				E	0.15	0.50	2.50	1.40

Σχήμα 3.8: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, Κατηγορίες σπουδαιότητας, Κατηγορίες εδάφους

Στα πλαίσια της εργασίας και για την συγκεκριμένη περιοχή επιλέχτηκαν:

Δείκτης συμπεριφοράς $q=1$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1

Κατηγορία σπουδαιότητας II για συνήθεις γέφυρες

Κατηγορία εδάφους A

Επίσης χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό φάσμα απόκρισης για τις οριζόντιες και την κατακόρυφη διεύθυνση. Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προέκυψε από το φάσμα οριζόντιων συνιστωσών με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0.9, όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας.

4 Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με το μέρος 1 ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (4.1)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4.2)$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4.3)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+"	σημαίνει "επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_j	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_1) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (4.4)$$

- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4.5)$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4.6)$$

5 Παρουσίαση προσομοιώματος

5.1 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK)

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο ποσοστό των μελετών εφαρμογής των προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με τα προγράμματα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στη γεφυροποιία. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD).

Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών μπορούν να είναι διαφορετικά για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και να εξαρτώνται από τη θερμοκρασία.

Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.




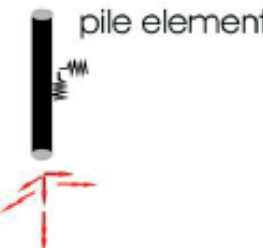


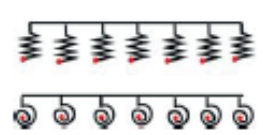
Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Ιδιαίτερα, οι σύμμικτες διατομές μπορούν να αποτελούνται από οποιοδήποτε συνδυασμό τμημάτων οπλισμένου σκυροδέματος, προεντεταμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

Γενικά, για την ανάλυση γεφυρών, χρησιμοποιούνται τα συστήματα:

- Γραμμικοί φορείς με χρήση ραβδωτών στοιχείων.
- Επιφανειακοί φορείς (πλάκες) με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.
- Μικτά συστήματα ραβδωτών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.
- Σύμμικτοι φορείς.

Για τη μόρφωση των πιο πάνω συστημάτων, παρέχονται από το πρόγραμμα διάφορα είδη στοιχείων, τα οποία παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

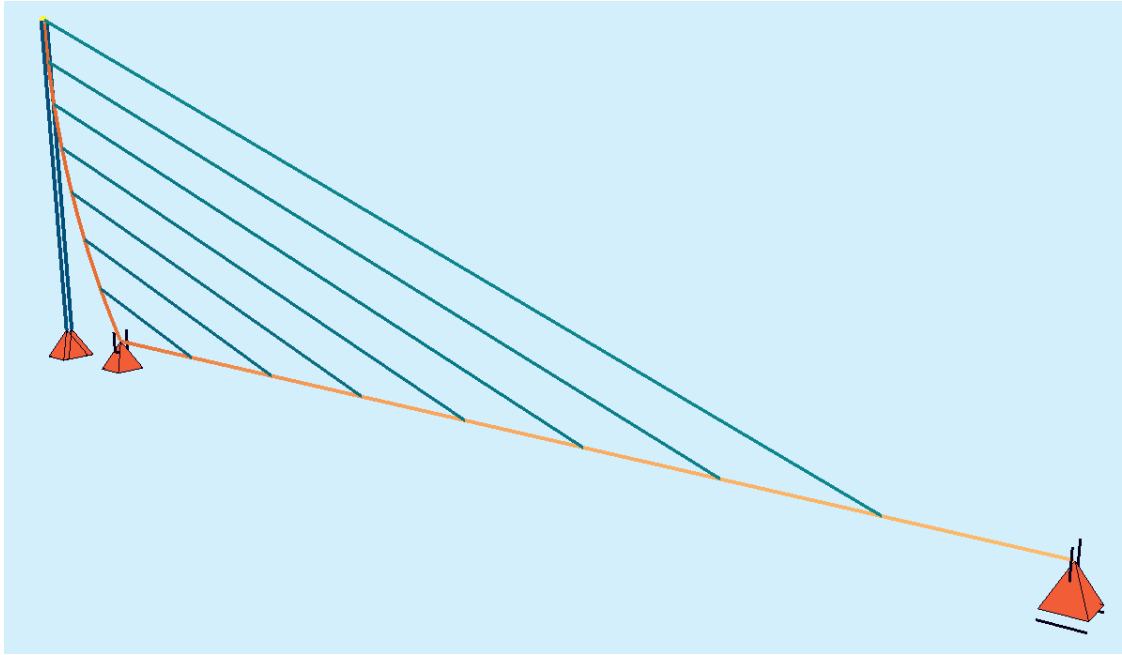
Πίνακας 5.1: Είδη στοιχείων που υποστηρίζει το Sofistik

 <p>cable</p> <p>Στοιχείο σχοινιού (καλώδιο) με εσωτερική κρέμαση. Σε μη γραμμική ανάλυση είναι στοιχείο που δέχεται μόνο εφελκυσμό.</p>	 <p>truss bar</p> <p>Στοιχείο ράβδου δικτυώματος με δυνατότητα αξονικής καταπόνησης.</p>	 <p>beam element</p> <p>Ραβδωτό στοιχείο μεταβλητής και έκκεντρης διατομής με δυνατότητα προέντασης. Μπορεί να παραλάβει στρέβλωση. Μπορεί να εδράζεται ελαστικά και να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες.</p>
 <p>pile element</p> <p>Στοιχείο πασσάλου με μεταβλητή έδραση κατά τη περίμετρο και καθ' ύψος. Δυνατότητα περιγραφής διαφόρων εδαφικών προφίλ. Μπορεί να ληφθεί υπόψη μαζί με την ανωδομή.</p>	 <p>quad element</p> <p>Επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο τρίκομβο ή τετράκομβο. Πρόκειται για στοιχείο δίσκου, πλάκας ή κελύφους. Μπορεί να έχει μεταβλητό πάχος, να εδράζεται ελαστικά, να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες και διαφορετικές στρώσεις, να φέρει προένταση και να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.</p>	 <p>brick element</p> <p>Χωρικό πεπερασμένο στοιχείο. Μπορεί να είναι από τετράκομβο έως οκτάκομβο. Μπορεί να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες ή να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.</p>
 <p>springs</p> <p>Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με μη γραμμικές ιδιότητες.</p>	<p>Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με μη γραμμικές ιδιότητες.</p>	<p>Καθορισμός συνθηκών εξαρτήσεων κόμβων για την δημιουργία διαφόρων στηρίξεων, συνθηκών συμμετρίας, αντισυμμετρίας και κινηματικών εξαρτήσεων.</p>

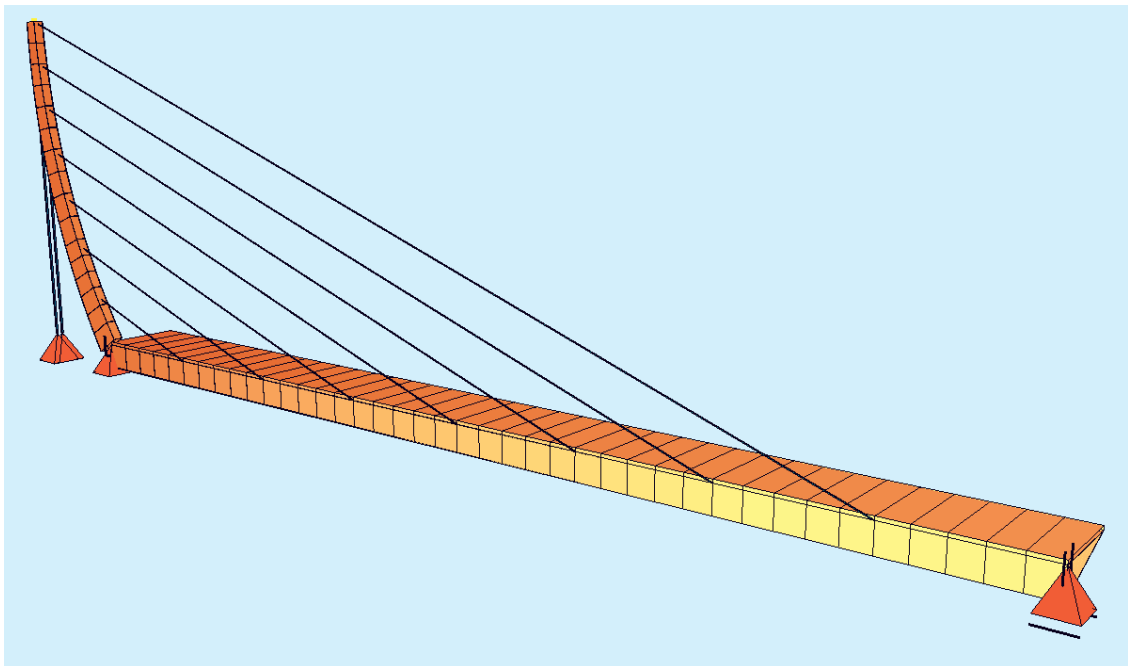
5.2 Προσομοίωμα γέφυρας

Αρχικά μορφώνεται ο φορέας σε γραφικό περιβάλλον AutoCAD, μέσω ενός plugin που λέγεται SOFiPLUS-X. Στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία ορίζονται διατομές, σύμμικτες είτε τυποποιημένες, καθώς και οι συνοριακές συνθήκες. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης και τα φορτία. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα SSD (SOFiTiK Structural Desktop), στο οποίο γίνεται η ανάλυση και προκύπτουν όλα τα εντατικά μεγέθη.

Για τη γέφυρα όλα τα μέλη προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, στα οποία έχουν οριστεί οι διατομές και οι συνοριακές συνθήκες. Επίσης ορίζονται οι συνθήκες στήριξης. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται μια συνολική εικόνα του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε. Διακρίνονται τα στοιχεία σχοινιού (cable) καθώς και τα ραβδωτά στοιχεία (beam elements).

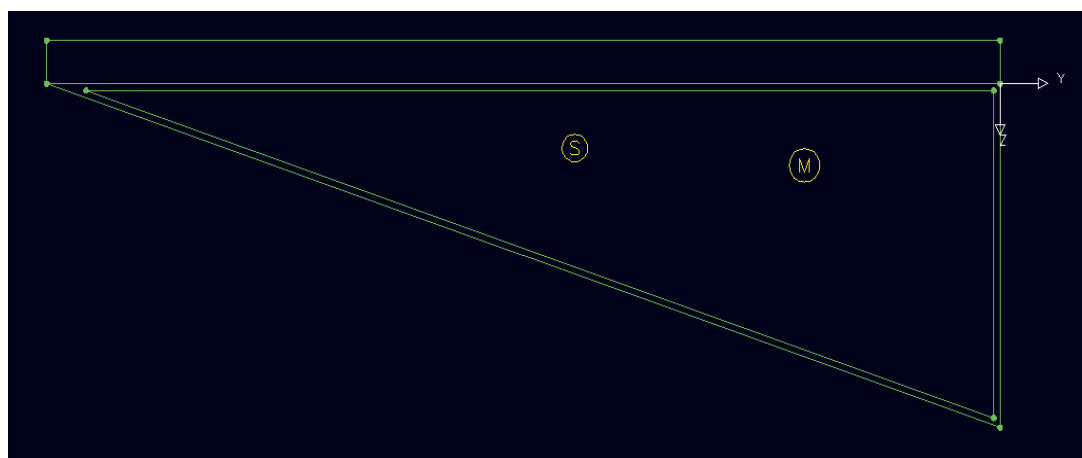


Σχήμα 5.1: Συνολική εικόνα μοντέλου (structural lines)



Σχήμα 5.2: Συνολική εικόνα μοντέλου (full visualization)

Για την προσομοίωση του καταστρώματος και του πυλώνα μεταβλητής διατομής, χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά δομικά στοιχεία (structural elements). Το κατάστρωμα προσομοιώνεται ως σύμμικτη διατομή, με πλάκα πλάτους 3m και σιδηροδοκό τριγωνικής, κοίλης διατομής πάχους 20mm.

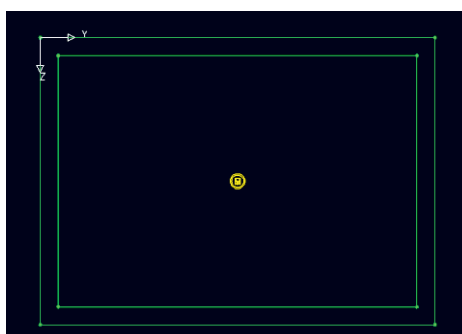


Σχήμα 5.3: Σύμμικτη διατομή καταστρώματος στο Sofistik

Ο πυλώνας προσομοιώνεται ως στοιχείο δοκού με δύο διατομές διαφορετικών διαστάσεων. Επιλέγοντας στην αρχή του στοιχείου τη διατομή βάσης και στο τέλος του στοιχείου τη διατομή κορυφής, το πρόγραμμα παράγει ένα επιμέρους στοιχείο της γέφυρας, μίας διατομής μεταβλητών διαστάσεων καθ' ύψος.



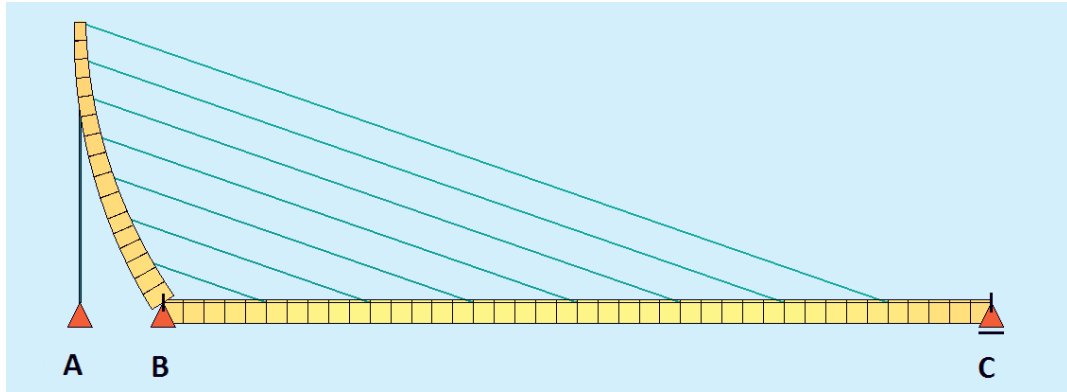
Σχήμα 5.4: Διατομή βάσης πυλώνα



Σχήμα 5.5: Διατομή κορυφής πυλώνα

Η προσομοίωση των καλωδίων έγινε με στοιχεία τύπου cable.

Οι στηρίξεις προσομοιώνονται ως άρθρωση στις θέσεις A, B και μια κύλιση κατά τη διαμήκη διεύθυνση στη θέση C. Οι στηρίξεις B, C δεσμεύουν τη στροφή περί το διαμήκη άξονα x-x, αφενός για λόγους ισορροπίας του μοντέλου και αφετέρου για να αντικαταστήσουν με αυτόν τον τρόπο την λειτουργία των τεσσάρων συνολικά εφεδράνων της γέφυρας.



Σχήμα 5.6: Στηρίξεις στο Sofistik

5.3 Ανάλυση

Η ανάλυση του φορέα έγινε με ένα συνολικά αναλυτικό προσομοίωμα υπολογισμού, με τη δυνατότητα ενεργοποίησης των δομικών στοιχείων ανάλογα με τη φόρτιση και την αντίστοιχη φάση κατασκευής. Αυτό πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος CSM (Construction Stage Manager), το οποίο βοηθά στην εύκολη διαχείριση των φάσεων κατασκευής. Με τη χρήση του CSM λήφθηκαν υπόψη η αλληλουχία των φάσεων κατασκευής και η ανακατανομή των τάσεων από προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις. Επίσης υπολογίστηκαν αυτόματα οι επιμέρους συντελεστές ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ανάλογα με την ηλικία του σκυροδέματος στην εκάστοτε φάση.

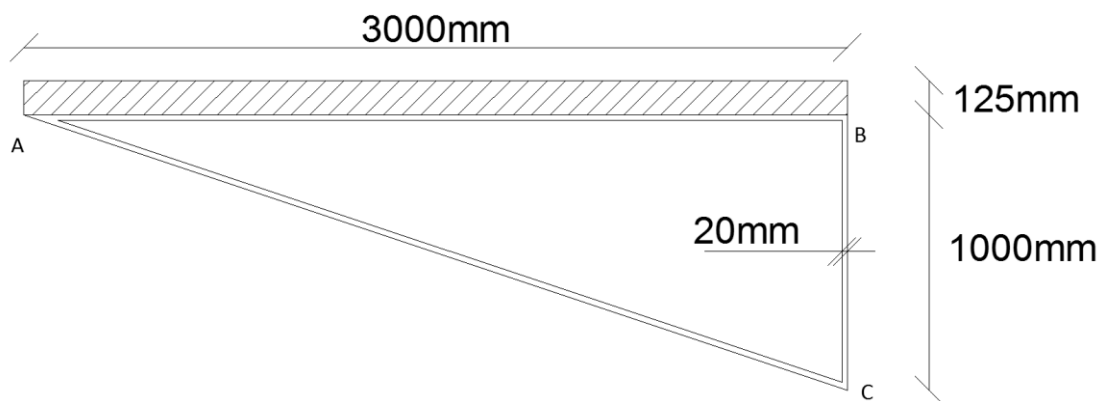
Σε κάθε φάση της ανάλυσης έγιναν μη γραμμικές αναλύσεις, ώστε να ληφθούν υπόψη γεωμετρικά μη γραμμικά φαινόμενα για τα καλώδια, θεωρία 2ης τάξεως για τα ραβδωτά στοιχεία με λυγισμό και προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις για τη προσομοίωση της κατασκευής του φορέα σε φάσεις.

6 Διαστασιολόγηση

6.1 Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα αποτελείται από συγκολλητή διατομή τριγωνικής μορφής. Η τριγωνική μορφή του καταστρώματος επιλέχθηκε ώστε να μπορεί να αναλάβει την στρέψη που δημιουργείται από την έκκεντρη τοποθέτηση του καταστρώματος σε σχέση με τα καλώδια ανάρτησης.

Μετά από διαδοχικές προσεγγίσεις επιλέχθηκε πάχος ελασμάτων $t=20\text{mm}$, χάλυβας ποιότητας S460 και πλάκα σκυροδέματος $h=125\text{mm}$ ποιότητας C30/37. Οι ακριβείς διαστάσεις φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 6.1: Διατομή καταστρώματος χωρίς νευρώσεις

Για χάλυβα ποιότητας S460 $\varepsilon=0,71$. Κατηγορία διατομής:

τμήμα AB: $c/t = 3000/20 = 150 \rightarrow$ κατηγορία 4

τμήμα BC: $c/t = 1000/20 = 50 \rightarrow$ κατηγορία 1

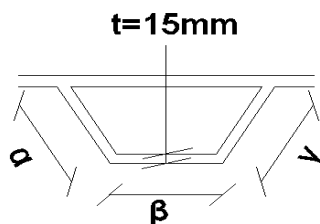
τμήμα AC: $c/t = 3162.28/20 = 158 \rightarrow$ κατηγορία 4

Άρα η διατομή είναι κατηγορίας 4. Για αυτόν το λόγο τοποθετήθηκε 1 διαμήκη νευρώση σε κάθε ένα από τα τμήματα AB, AC ώστε:

τμήμα AB: $c/t = 1500/20 = 75 \rightarrow$ κατηγορία 3

τμήμα AC: $c/t = 3162.28/2/20 = 79.057 \rightarrow$ κατηγορία 3

Οι νευρώσεις θεωρούμε ότι υπόκειται σε καθαρή θλίψη και είναι της μορφής:



Σχήμα 6.2: Νευρώση καταστρώματος

Η επιλογή των διαστάσεων α , β , γ έγινε με την απαίτηση οι νευρώσεις να μην είναι κατηγορίας 4. Επομένως:

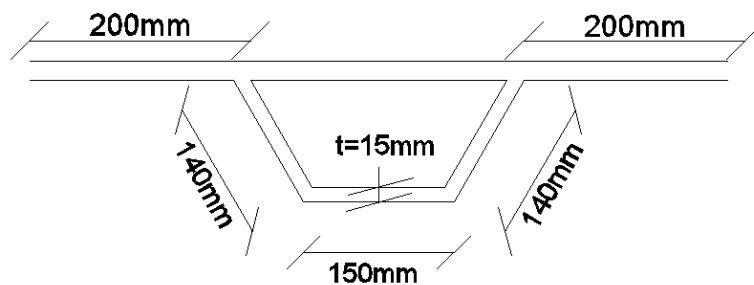
$$\alpha/t < 42\varepsilon = 29.82 \rightarrow \alpha=140\text{mm}$$

$$\beta/t < 42\varepsilon = 29.82 \rightarrow \beta=150\text{mm}$$

$$\gamma/t < 42\varepsilon = 29.82 \rightarrow \gamma=140\text{mm}$$

Απαραίτητη κρίθηκε επίσης η τοποθέτηση εγκάρσιων ελασμάτων, τα οποία μειώνουν το μήκος λυγισμού των νευρώσεων. Η επιλογή της απόστασης μεταξύ των εγκάρσιων αυτών ελασμάτων έγινε ως εξής:

Μελετήθηκε η διατομή

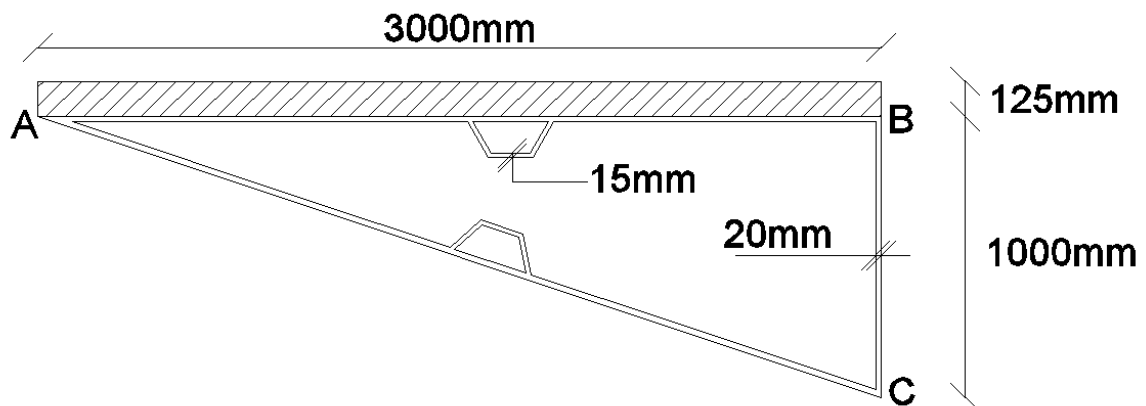


ως υποστύλωμα υπό καθαρή θλίψη, όπου $15\varepsilon t=200\text{mm}$ η διάσταση του προεξέχοντος τμήματος της διατομής. Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο σημείο που τοποθετείται η νευρώση του τμήματος AB είναι $\sigma=92.6\text{MPa}$. Αντίστοιχα στο σημείο που τοποθετείται η νευρώση του τμήματος AC είναι $\sigma=86.8\text{MPa}$. Η επιλογή της απόστασης γίνεται από το δυσμενέστερο σημείο. Θεωρώντας ότι στη διατομή ασκείται ομοιόρφη τάση 92.6MPa υπολογίζεται εύκολα η αξονική θλιπτική δύναμη υπό την οποία καταπονείται το υποστύλωμα:

$$N_{ed} = A \times \sigma_{\max} = 1923.3\text{kN}, \text{ όπου } A = 20770\text{mm}^2 \text{ το εμβαδόν της διατομής.}$$

Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι: καμπύλη λυγισμού c , ροπή αδράνειας $I=675618993.3\text{mm}^4$, ακτίνα αδρανείας $i=180.37\text{mm}$, $\lambda_1=66,669$. Μετά από διαδοχικές προσεγγίσεις επιλέχθηκε απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων νευρώσεων 5m για την οποία έχουμε $L_{cr}=5\text{m} \rightarrow \bar{\lambda}=0,83 \rightarrow \chi=0,6 \rightarrow N_{b,rd}=5732.52\text{kN} > N_{ed}$ OK!

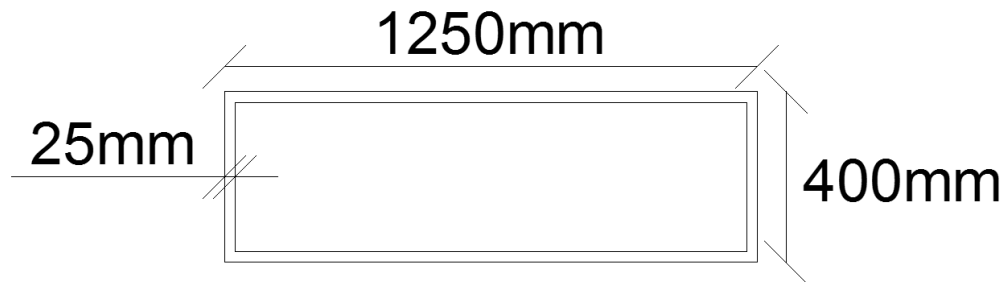
Η διατομή του καταστρώματος μαζί με τις νευρώσεις είναι:



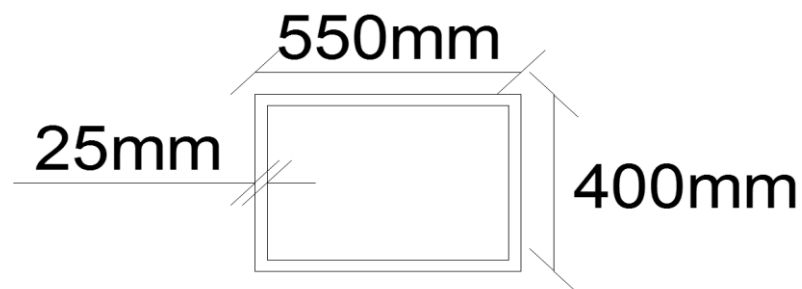
Σχήμα 6.3: Διατομή καταστρώματος με τις νευρώσεις

6.2 Πυλώνας

Μετά από διαδοχικές προσεγγίσεις επιλέχθηκε πυλώνας ορθογωνικής, συγκολλητής διατομής μεταβλητών διαστάσεων με πάχος $t=25\text{mm}$. Η διατομή στη βάση είναι $1250 \times 400\text{mm}$ ενώ στην κορυφή $550 \times 400\text{mm}$.



Σχήμα 6.4: Διατομή πυλώνα στην βάση



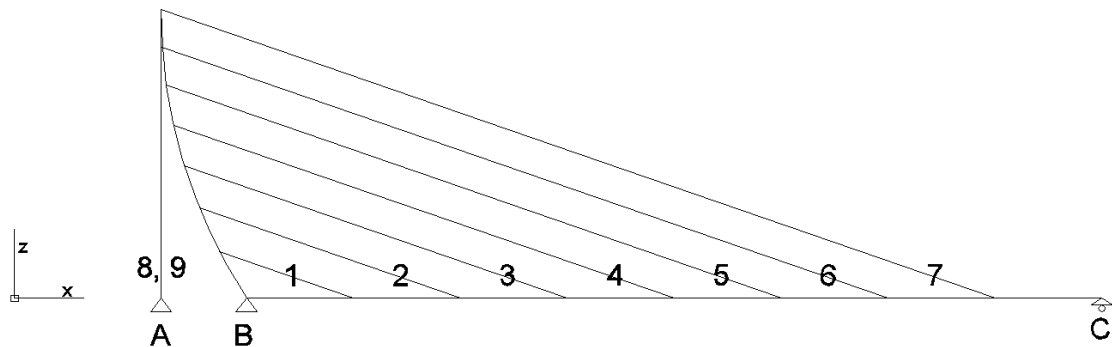
Σχήμα 6.5: Διατομή πυλώνα στην κορυφή

6.3 Καλώδια

6.3.1 Γενικά περί καλωδίων

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης σε μία καλωδιωτή πεζογέφυρα είναι το πιο βασικό στοιχείο. Πρόκειται για καλώδια υψηλής αντοχής που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στον πυλώνα μέσω αξονικού εφελκυσμού. Ο αριθμός και η διατομή των καλωδίων είναι αποτέλεσμα πολλών παραμέτρων.

Τα καλώδια καταπονούνται μόνο με εφελκυστικά αξονικά φορτία καθότι έχουν μηδενική δυστημσία. Λόγω της μηδενικής τους δυστημσίας, αλλά και των διακένων που υπάρχουν μεταξύ των δεσμών των επιμέρους μικρότερων κλώνων από τα οποία αποτελείται ένα καλώδιο, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι μεταβλητό. Όταν εφαρμοστεί η πρώτη φόρτιση σε ένα ελικοειδές συρματόσχοινο, η επιμήκυνση θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων και αφετέρου στη σύμπτυξη του συρματόσχοινου. Θα πρέπει επίσης, να σημειωθεί ότι η αξονική στιβαρότητα ενός ευθύγραμμου καλωδίου επηρεάζεται σημαντικά από το βέλος που παρουσιάζει το καλώδιο λόγω ίδιου βάρους.



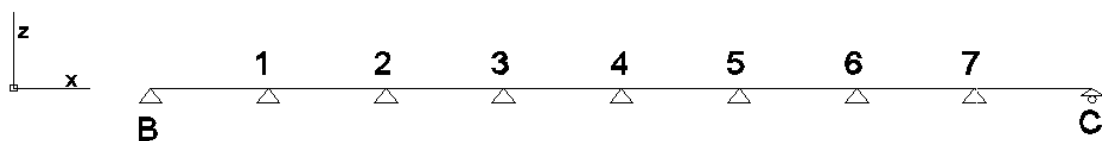
Σχήμα 6.6: Αρίθμηση καλωδίων

6.3.2 Υπολογισμός δύναμης προεντάσεως

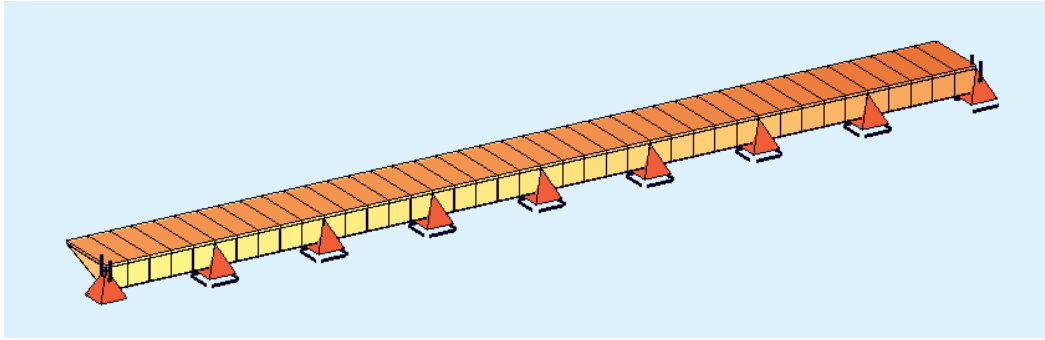
Η προένταση των καλωδίων κρίνεται γενικά απαραίτητη και επιτρέπει την εύκολη εισαγωγή αντιβέλους στο φορέα. Τα καλώδια με την προέντασή τους "τραβούν" το κατάστρωμα προς τα πάνω, με αποτέλεσμα μετά την επιβολή των κινητών φορτίων τα βέλη λειτουργικότητας να είναι μέσα σε ικανοποιητικά όρια.

-Για τον υπολογισμό της δύναμης προεντάσεως των καλωδίων 1-7 πραγματοποιήθηκε η εξής διαδικασία:

Απομονώθηκε το κατάστρωμα και στη θέση των καλωδίων 1-7 τοποθετήθηκαν στηρίξεις.

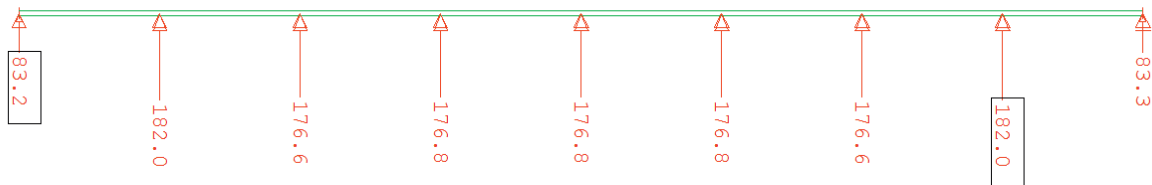


Σχήμα 6.7: Στατικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό της προέντασης των καλωδίων 1-7



Σχήμα 6.8: Στατικό προσομοίωμα του σχήματος 3.7 όπως φαίνεται στο Sofistik

Στη συνέχεια για φόρτιση 1.0G+1.0Q υπολογίστηκαν οι αντιδράσεις των στηρίξεων.



Σχήμα 6.9: Αντιδράσεις στηρίξεων για φόρτιση G+Q

Η δύναμη προέντασης του κάθε καλωδίου θέλουμε να έχει μια κατακόρυφη συνιστώσα ίση με τις αντίστοιχες αντιδράσεις των στηρίξεων που υπολογίστηκαν. Για παράδειγμα, για το καλώδιο #1 έχουμε:

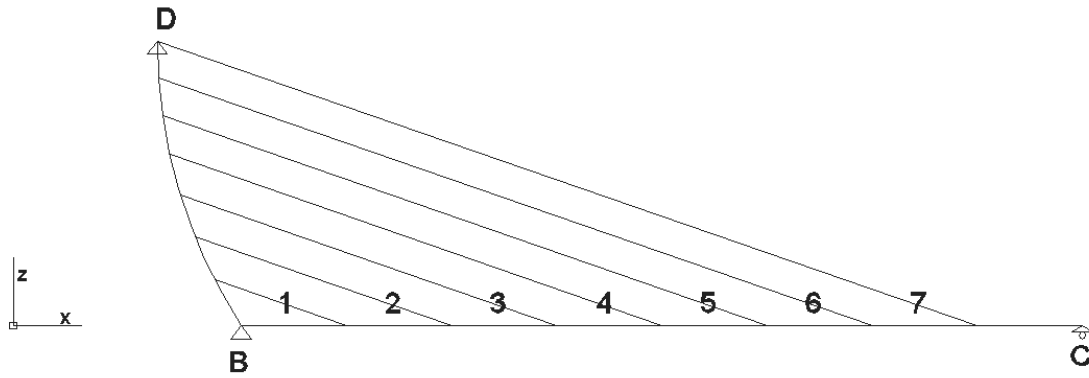
$P_1 \times \sin(19^\circ) = 182 \text{ kN} \rightarrow P_1 = 560 \text{ kN}$, όπου 19° η γωνία που σχηματίζει το καλώδιο με την οριζόντιο.

Και για τα υπόλοιπα καλώδια: $P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_6 = 544 \text{ kN}$, $P_7 = 560 \text{ kN}$

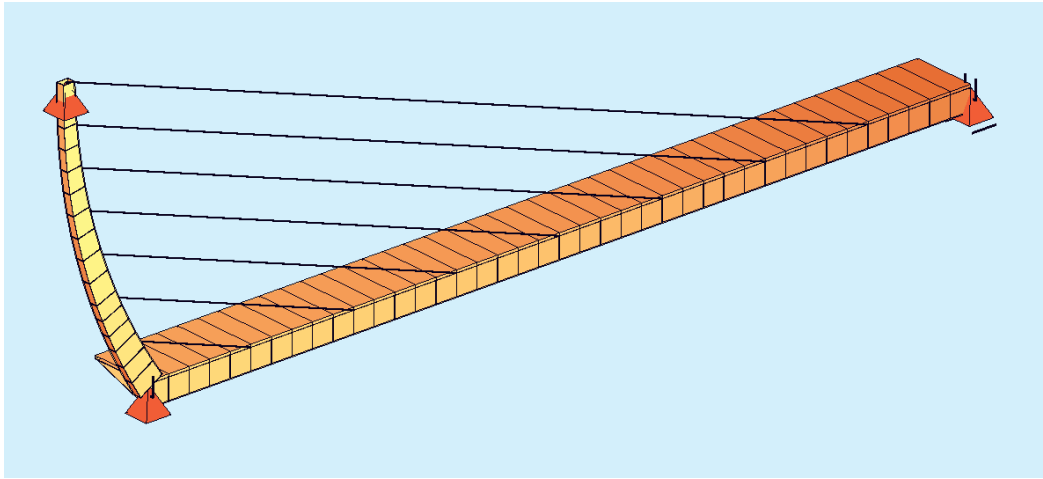
Με αυτόν τον τρόπο τα καλώδια θεωρητικά δίνουν ένα αντιβέλος ίσο με το βέλος που θα έδινε η φόρτιση 1.0G+1.0Q στο φορέα του καταστρώματος.

-Για τον υπολογισμό της δύναμης προεντάσεως των καλωδίων 8,9 πραγματοποιήθηκε η εξής διαδικασία:

Τα καλώδια 8,9 αντικαταστάθηκαν με μια στήριξη στην κορυφή του πυλώνα. Η στήριξη αυτή εισήχθη ως απλή άρθρωση (δέσμευση των P_x , P_y , P_z).

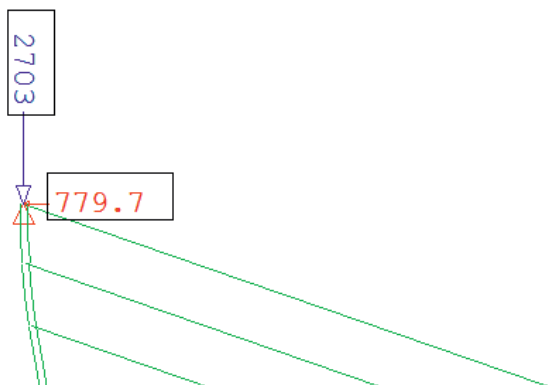


Σχήμα 6.10: Στατικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό της προέντασης των καλωδίων 8,9



Σχήμα 6.11: Στατικό προσομοίωμα του σχήματος 3.10 όπως φαίνεται στο Sofistik

Στη συνέχεια για φόρτιση 1.0G+1.0P υπολογίστηκαν οι αντιδράσεις της στήριξης D.



Η δύναμη προέντασης των καλωδίων 8,9 θέλουμε να αντικαταστήσει τις δυο αντιδράσεις της στήριξης D. Παίρνοντας ισορροπία ροπών του πυλώνα ως προς το σημείο B έχουμε:

$$(P_8 + P_9) \times 4 = 779.9 \times 13.5 + 2703 \times 4 \rightarrow P_8 = P_9 \approx 2600\text{kN}$$

6.3.3 Υπολογισμός διατομής καλωδίων

Για κάθε καλώδιο έχει ήδη υπολογιστεί μια δύναμη προεντάσεως. Παράλληλα κάθε καλώδιο θέλουμε υπό τη δύναμη προεντάσεως του να λειτουργεί με τάση $0,45f_{01}$. Με αυτόν τον περιορισμό θα υπολογιστεί η απαιτούμενη διάμετρος για κάθε καλώδιο.

$$0.45 \times f_{01} = \frac{P_i}{A_i}, \quad (6.1)$$

όπου f_{01} η τάση διαρροής του χάλυβα προεντάσεως, P_i η δύναμη προεντάσεως όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 3.3.1 και A_i το εμβαδόν του καλωδίου i .

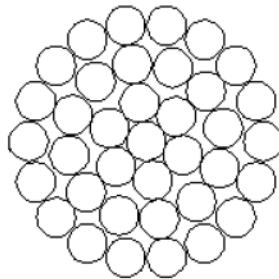
Για παράδειγμα, για το καλώδιο #1 πρέπει:

$$0,45f_{01} = P_1 / A_1 \rightarrow 0.45 \times 1570 \times 10^3 = 560 / (\pi \times d_1^2 / 4) \rightarrow d_1 = 30\text{mm}$$

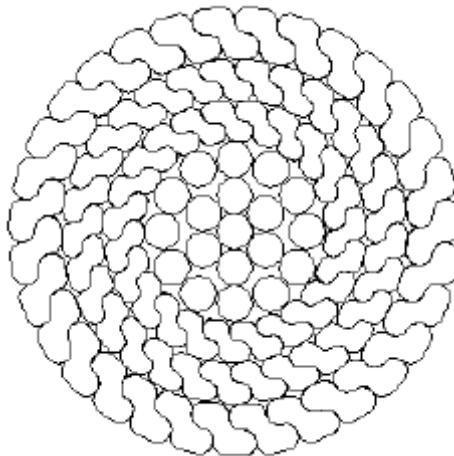
Ομοίως για τα υπόλοιπα καλώδια έχουμε: $d_2 = d_3 = d_4 = d_5 = d_6 \approx 30\text{mm}$, $d_7 = 30\text{mm}$

Και τέλος για τα καλώδια 8,9: $d_8 = d_9 = 65\text{mm}$.

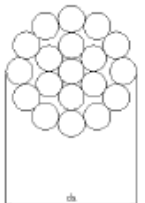
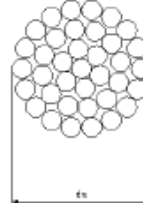
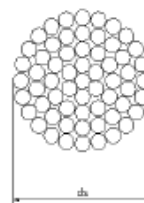
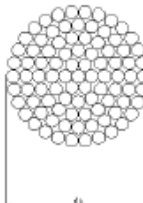
Επιλέγεται τύπος καλωδίου spiral strand rope 1×37 για τα καλώδια με διάμετρο 30mm και full locked coil rope WS3 για τα καλώδια με διάμετρο 65mm, σύμφωνα με τον πίνακα 3.14. Για καλώδια τύπου spiral strand rope επιλέγεται μέτρο ελαστικότητας $E=150\text{GPa}$ και για τα καλώδια τύπου full locked coil rope επιλέγεται $E=160\text{GPa}$, όπως υποδεικνύεται από τον EN1993-1-11 παράγραφος 3.2.2








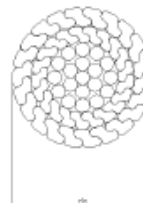

Σχήμα 6.12: Διατομή καλωδίου τύπου 1×37



Σχήμα 6.13: Διατομή καλωδίου τύπου WS3

Spiral strand rope				
				
Construction	1 × 19	1 × 37	1 × 61	1 × 91
Diameter d _s [mm]	3 to 14	6 to 36	20 to 40	30 to 52
Strand	1	1	1	1
Wire per strand	19	37	61	91
Outer wire per strand	12	18	24	30
Nominal metallic area factor C	0,6	0,59	0,58	0,58
Breaking force factor K	0,525	0,52	0,51	0,51

Strand rope				
				
Construction	6 × 19 - CF	6 × 19 - CWS	6 × 36WS - CF	6 × 36 WS- CWR
Diameter d _s [mm]	6 to 40	6 to 40	6 to 40	6 to 40
Strand	6	6	6	6
Wire per strand	18	18	36	36
Outer wire per strand	12	12	14	14
Nominal metallic area factor C	0,357	0,414	0,393	0,455
Breaking force factor K	0,307	0,332	0,329	0,355

Full locked coil rope			
			
Construction	1 layer Z-wires	2 layer Z-wires	≥ 3 layer Z-wires
Diameter d _s [mm]	20 to 40	25 to 50	40 to 180
Tolerance d	+5%	+5%	+5%
Nominal metallic area factor C	0,636	0,660	0,700
breaking force factor K	0,585	0,607	0,643
NOTE Nominal metallic area factor and breaking force factor acc. EN 12385-2			

Σχήμα 6.14: Πίνακας διατομών καλωδίων

6.3.4 Υπολογισμός E_t

Με την αύξηση του φορτίου και την ταυτόχρονη μείωση του βέλους λόγω του ίδιου βάρους, προκαλείται μία μη γραμμική σχέση μεταξύ του φορτίου και της μετατόπισης των άκρων του καλωδίου. Για να εξουδετερωθεί αυτή η μη γραμμικότητα, έχει προταθεί η μέθοδος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας, στην οποία λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του βέλους και της εφελκυστικής τάσης του καλωδίου, επί της μεταβλητής ακαμψίας του.

Το ισοδύναμο ή ιδεατό μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου δίνεται από την παρακάτω έκφραση:

$$E_{ti} = \frac{E}{1 + \frac{w_i^2 \times l_i^2 \times E}{12 \times \sigma_i^3}}, \quad (6.2)$$

όπου

E_{ti} το μειωμένο μέτρο ελαστικότητας

E το αρχικό μέτρο ελαστικότητας = 150GPa

w_i συντελεστής βάρους = 0.83×10^{-4} kN/m/mm² για καλώδια τύπου 1×37

l_i οριζόντια προβολή του μήκους των καλωδίων

σ_i η τάση που αναπτύσσεται στα καλώδια από μία φόρτιση

Ο τύπος δεν θα εφαρμοστεί για τα καλώδια 8,9 τα οποία είναι κατακόρυφα και δεν έχουν πρόβλημα κρέμασης.

- Για φόρτιση 1.35G + 1.5Q + 1.0P

Στο καλώδιο #1 αναπτύσσεται τάση $\sigma_1=1074$ MPa ενώ η οριζόντια προβολή του μήκους του είναι $l_1=6.26$ m. Έτσι:

$$E_{t1} = \frac{150 \times 10^6 \times \text{kN/m}^2}{1 + \frac{(0.83 \times 10^{-4} / 10^{-6} \times \text{kN/m}^3)^2 \times (6.26\text{m})^2 \times (150 \times 10^6 \times \text{kN/m}^2)}{12 \times (1074 \times 10^3 \times \text{kN/m}^2)}}$$

$$E_{t1} = 149.9996 \approx 150\text{GPa}$$

ομοίως για τα υπόλοιπα καλώδια έχουμε:

καλώδιο #2 → $\sigma_2=1057$ MPa , $l_2=12.2$ m , $E_{t1} = 149.9984 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #3 → $\sigma_3=1032$ MPa , $l_3=17.9$ m , $E_{t3} = 149.9962 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #4 → $\sigma_4=978.9$ MPa , $l_4=23.4$ m , $E_{t4} = 149.9925 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #5 → $\sigma_5=904.1$ MPa , $l_5=28.7$ m , $E_{t5} = 149.9856 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #6 → $\sigma_6=816.3$ MPa , $l_6=33.94$ m , $E_{t6} = 149.9727 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #7 → $\sigma_7=755.3$ MPa , $l_7=39$ m , $E_{t7} = 149.9544 \approx 150\text{GPa}$

- Για φόρτιση 1.0G + 1.0P

Στο καλώδιο #1 αναπτύσσεται τάση $\sigma_1=957.3$ MPa ενώ η οριζόντια προβολή του μήκους του είναι $l_1=6.26$ m. Έτσι:

$$E_{t1} = \frac{150 \times 10^6 \times \text{kN/m}^2}{1 + \frac{(0.83 \times 10^{-4} / 10^{-6} \times \text{kN/m}^3)^2 \times (6.26\text{m})^2 \times (150 \times 10^6 \times \text{kN/m}^2)}{12 \times (957.3 \times 10^3 \times \text{kN/m}^2)}}$$

$$E_{t1} = 149.9994 \approx 150\text{GPa}$$

ομοίως για τα υπόλοιπα καλώδια έχουμε:

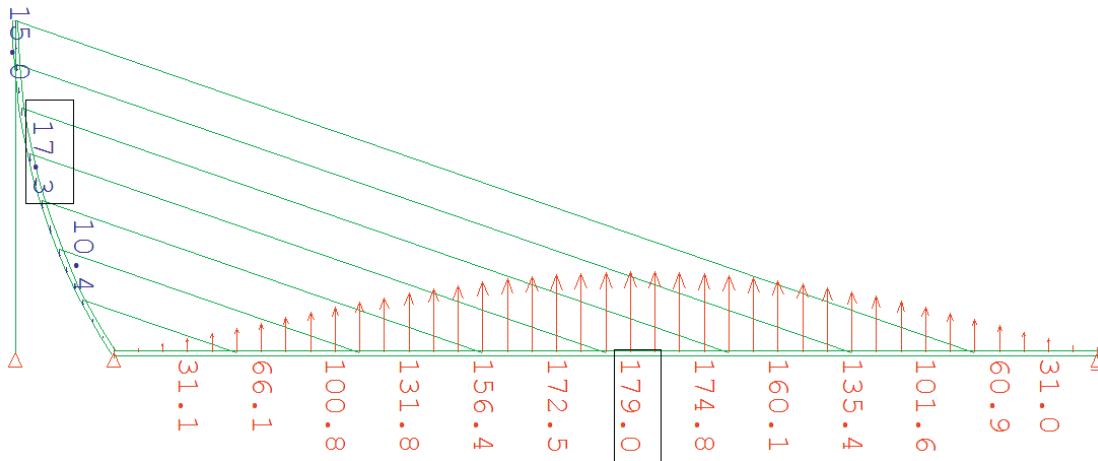
καλώδιο #2 → $\sigma_2=903.2$ MPa , $l_2=12.2$ m , $E_{t1} = 149.9974 \approx 150\text{GPa}$

καλώδιο #3 → $\sigma_3=878.3$ MPa , $l_3=17.9$ m , $E_{t3} = 149.9939 \approx 150\text{GPa}$

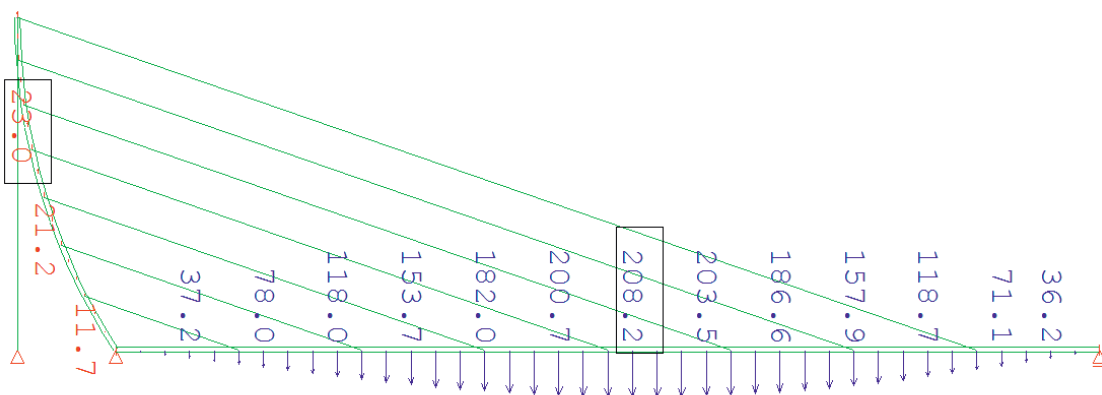
καλώδιο #4 $\rightarrow \sigma_4=853.5\text{MPa}$, $l_4=23.4\text{m}$, $E_{t4} = 149.9886 \approx 150\text{GPa}$
καλώδιο #5 $\rightarrow \sigma_5=829.2\text{ MPa}$, $l_5=28.7\text{m}$, $E_{t5} = 149.9813 \approx 150\text{GPa}$
καλώδιο #6 $\rightarrow \sigma_6=806.4\text{MPa}$, $l_6=33.94\text{m}$, $E_{t6} = 149.9716 \approx 150\text{GPa}$
καλώδιο #7 $\rightarrow \sigma_7=816.9\text{MPa}$, $l_7=39\text{m}$, $E_{t7} = 149.9640 \approx 150\text{GPa}$
Επομένως το μέτρο ελαστικότητας δεν χρειάζεται απομείωση.

6.4 Συμπεράσματα

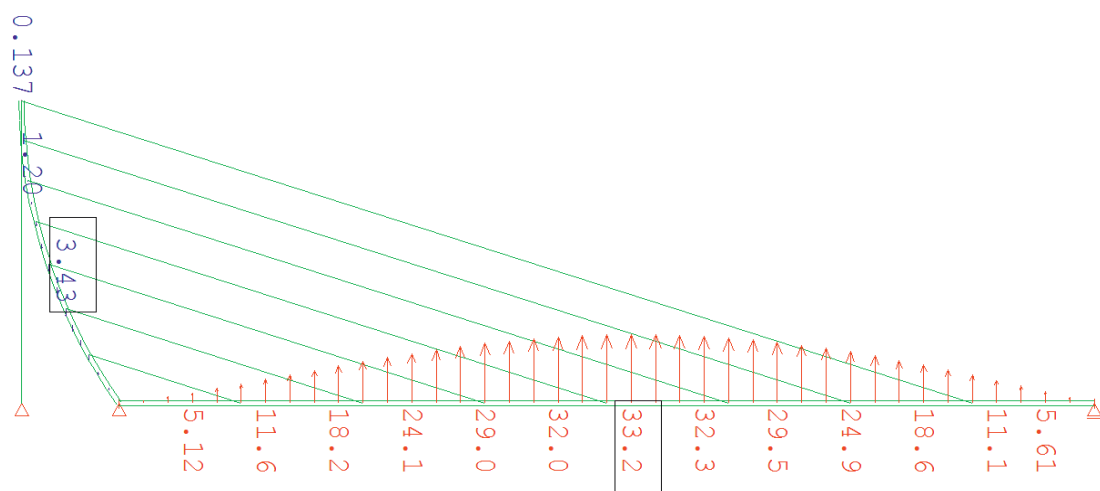
Με τη μεθοδολογία που εφαρμόστηκε για τον υπολογισμό των προεντάσεων, καταφέραμε να έχουμε τα επιθυμητά αντιβέλη στη φάση λειτουργίας της γέφυρας. Για την ακρίβεια, το αντιβέλος που δίνει η προένταση P είναι περίπου ίσο και αντίθετο με το βέλος που δίνουν τα μόνιμα βάρη και τα κινητά σε συνδυασμό. Παράλληλα, ίσο και αντίθετο είναι το αντιβέλος που δημιουργείται από την φόρτιση $G+P$ με το βέλος που δημιουργείται από την παραπάνω φόρτιση με την προσθήκη όμως και των κινητών φορτίων Q . Τα παραπάνω φαίνονται και στα αποτελέσματα που έδωσε το Sofistik και παρατίθενται παρακάτω:



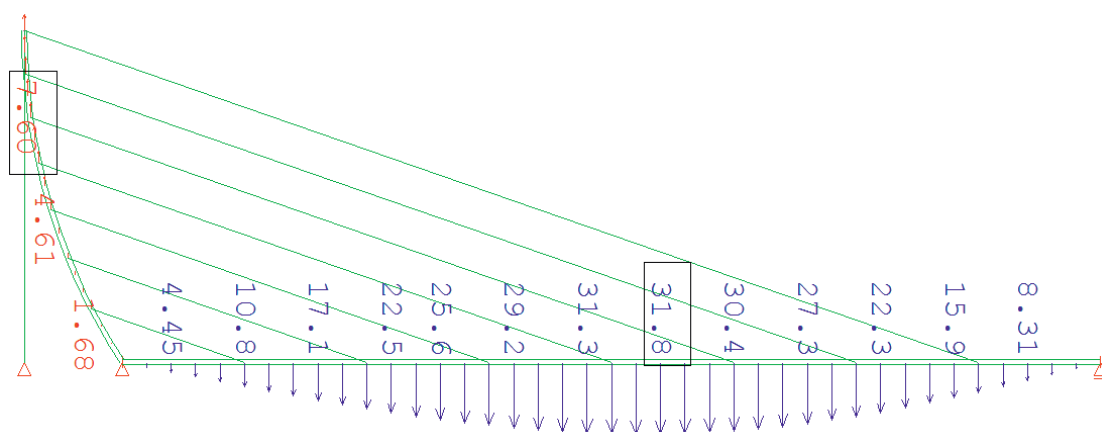
Σχήμα 6.15: Αντιβέλη από φόρτιση 1.0P



Σχήμα 6.16: Βέλη από φόρτιση 1.0G+1.0Q



Σχήμα 6.17: Αντιβέλη από φόρτιση 1.0G+1.0P



Σχήμα 6.18: Βέλη από φόρτιση 1.0G+1.0Q+1.0P

7 Κατασκευή, Ανέγερση

7.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα περιγραφεί η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί για τη μεταφορά των τμημάτων της γέφυρας, καθώς και η σειρά με την οποία θα τοποθετηθούν τα τμήματα και θα εφαρμοστούν τα διάφορα φορτία.

7.2 Κατασκευή

Με τον όρο "κατασκευή" εννοούμε όλη τη διαδικασία παραγωγής σε τελική μορφή των μελών που απαιτούνται για να συνθέσουν τον φέροντα οργανισμό του έργου. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει την ανάλυση των κατασκευαστικών σχεδίων και των εν χρήσει κανονισμών, την προμήθεια όλου του απαραίτητου υλικού (διατομές, ελάσματα, κοχλίες, ηλεκτρόδια κλπ), την κοπή, τη μόρφωση, τη συναρμολόγηση (μερική ή ολική), το πακετάρισμα και τη μεταφορά στο σημείο ανέγερσης. Ανάλογα με τις δυνατότητες των μεταφορικών μέσων (φορτηγά, νταλίκες, τρένα, πλοία) για τη μεταφορά από το εργοστάσιο προς το εργοτάξιο, γίνεται τελική συναρμολόγηση των επιμέρους τεμαχίων σε μεγαλύτερα τμήματα, ώστε να είναι δυνατή η φόρτωσή τους (βάρος, διαστάσεις).

Λόγω περιορισμού των δυνατοτήτων των μέσων μεταφοράς, τα τμήματα που θα μεταφερθούν δεν πρέπει να ξεπερνούν σε μήκος τα 15m. Η κατασκευή του μεταλλικού μέρους του καταστρώματος θα γίνει σε τρία τμήματα, δύο με μήκος 12.5m και ένα με μήκος 15m, τα οποία θα κατασκευαστούν συγκολλητά και θα μεταφερθούν στο έργο ως τρία ανεξάρτητα ολοκληρωμένα τμήματα. Η ένωσή τους θα γίνει στο εργοτάξιο με συγκόλληση. Η τοποθέτησή του στα βάθρα θα γίνει με χρήση γερανού. Ο πυλώνας που έχει ύψος 13.5m θα συναρμολογηθεί στο εργοστάσιο, θα μεταφερθεί ολόκληρος στο σημείο του έργου, ενώ η τοποθέτηση του θα γίνει επίσης με χρήση γερανού.

Για τις ανάγκες του έργου θα τοποθετηθεί ένα προσωρινό ικρίωμα στην μέση του καταστρώματος, το οποίο θα παραμείνει εκεί έως και να ολοκληρωθεί η κατασκευή της πεζογέφυρας. Η προσωρινή αυτή στήριξη θα θέσει εκτός λειτουργίας δύο από τις έξι λωρίδες κυκλοφορίας.

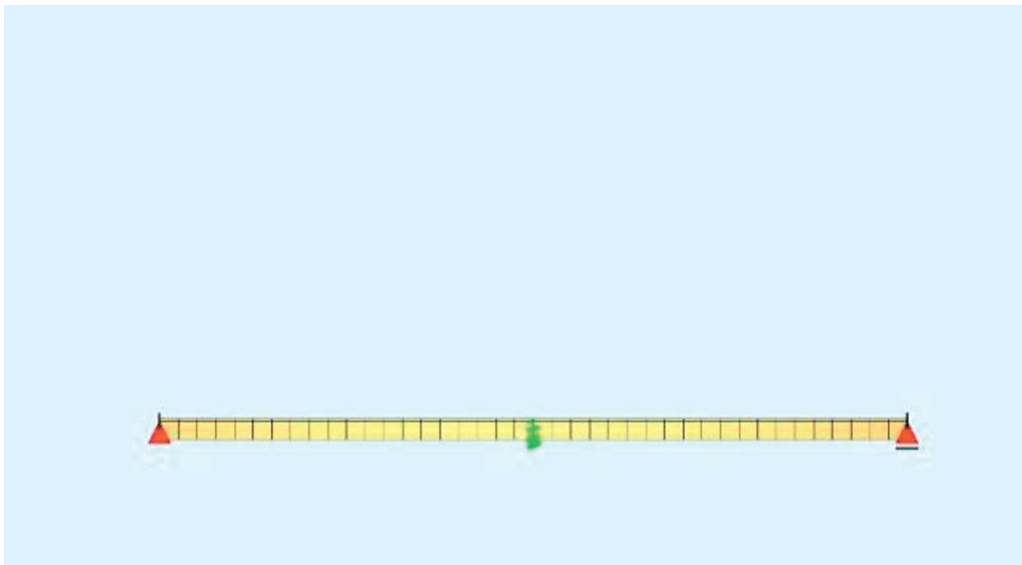
7.3 Μεθοδολογία ανέγερσης

Η ανέγερση της πεζογέφυρας θα πραγματοποιηθεί σε 12 φάσεις.

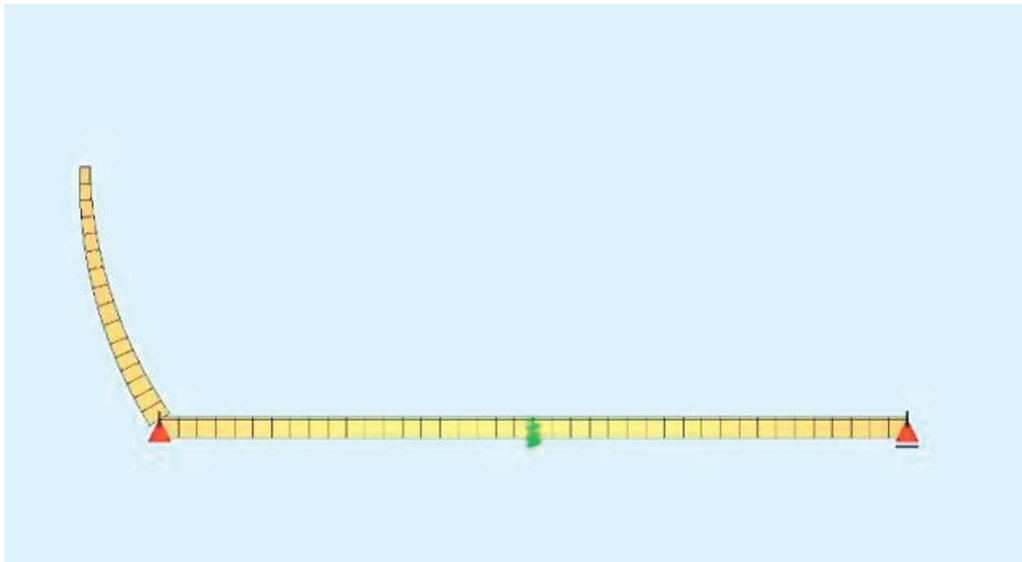
- 1η φάση: Τοποθέτηση καταστρώματος πάνω στις τρεις συνολικά στηρίξεις.
- 2η φάση: Τοποθέτηση πυλώνα και συγκόλλησή του, ώστε να εξασφαλίσουμε την ενιαία στροφή καταστρώματος και πυλώνα που επιθυμούμε.
- 3η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #1 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 4η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #2 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 5η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #3 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.

- 6η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #4 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 7η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #5 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 8η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #6 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 9η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #7 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 10η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #8 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 11η φάση: Τοποθέτηση του καλωδίου #9 και εφαρμογή της δύναμης προέντασης.
- 12η φάση: Αφαίρεση της προσωρινής μεσαίας στήριξης.

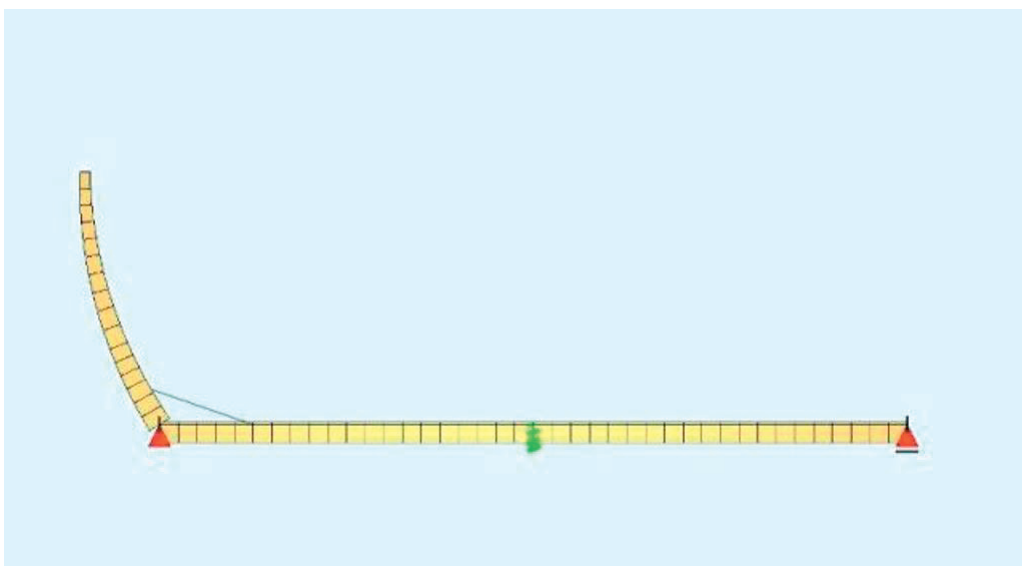
Ακολουθούν φωτογραφίες για όλες τις φάσεις κατασκευής όπως αυτές φαίνονται στο Sofistik:



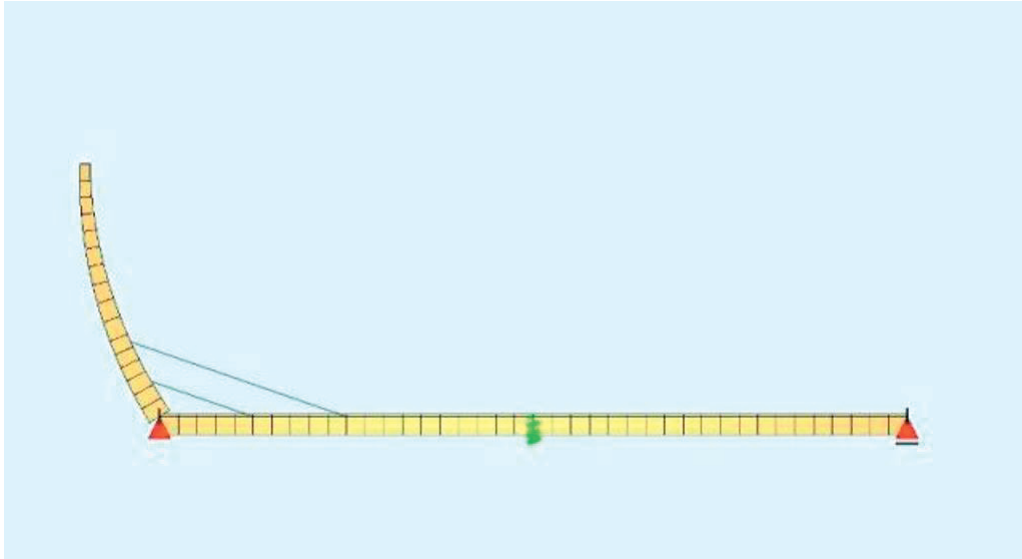
Σχήμα 7.1: Φάση κατασκευής #1



Σχήμα 7.2: Φάση κατασκευής #2



Σχήμα 7.3: Φάση κατασκευής #3



Σχήμα 7.4: Φάση κατασκευής #4



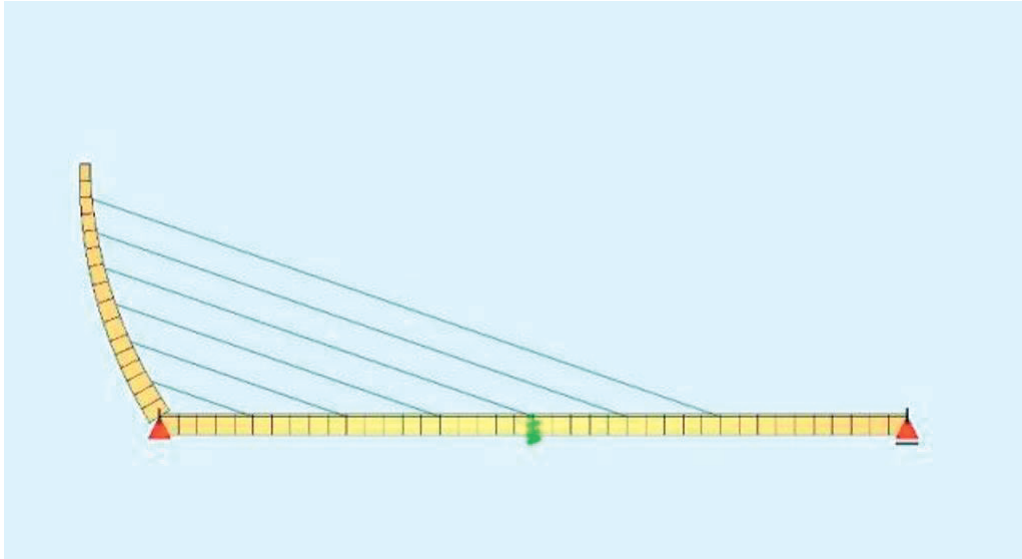
Σχήμα 7.5: Φάση κατασκευής #5



Σχήμα 7.6: Φάση κατασκευής #6



Σχήμα 7.7: Φάση κατασκευής #7



Σχήμα 7.8: Φάση κατασκευής #8



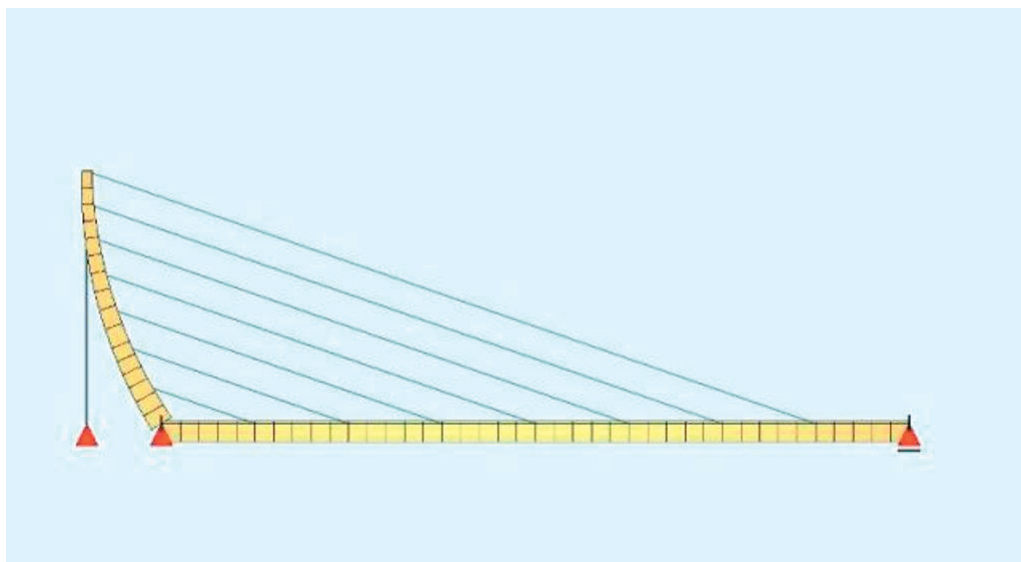
Σχήμα 7.9: Φάση κατασκευής #9



Σχήμα 7.10: Φάση κατασκευής #10



Σχήμα 7.11: Φάση κατασκευής #11



Σχήμα 7.12: Φάση κατασκευής #12

7.4 Φάσεις κατασκευής στο Sofistik

Είναι ιδιαίτερα σημαντικό να σημειωθεί πως η προσομοίωση των φάσεων κατασκευής στο Sofistik έγινε με τη χρήση του υποπρογράμματος Construction Stage Manager (CSM). Με το CSM τα στάδια κατασκευής και τα προβλήματα ανάλυσης ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ανάλογα με την ηλικία του σκυροδέματος, μπορούν να οριστούν και να ελεγχθούν με εύκολο τρόπο. Αν οι φάσεις κατασκευής ορισθούν ξεχωριστά η μία από την άλλη και όχι μέσω του CSM, τότε αγνοούμε την αλληλουχία των φάσεων κατασκευής και την ανακατανομή των τάσεων από προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις.

Για τη φάση 12, για παράδειγμα, παίρνουμε διαφορετικά αποτελέσματα αν εισάγουμε και φορτίσουμε τον φορέα μέσω του CSM και διαφορετικά αν τον εισάγουμε και φορτίσουμε όλο σε μία φάση. Στην δεύτερη περίπτωση παίρνουμε μια καλή προσέγγιση για την περίπτωση που έχει περάσει ένα σημαντικό χρονικό διάστημα από την ολοκλήρωση της κατασκευής και πλέον θεωρούμε ότι οι παραμορφώσεις και η κατανομή των τάσεων έχουν φτάσει σε μία σχεδόν μόνιμη κατάσταση.

Η διαφορά των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο μεθόδων θα αναλυθεί περισσότερο στο Κεφάλαιο 5.

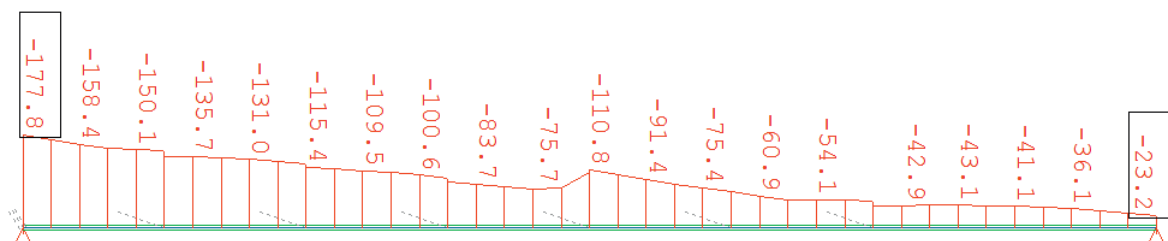
8 Έλεγχος τάσεων

8.1 Εισαγωγή

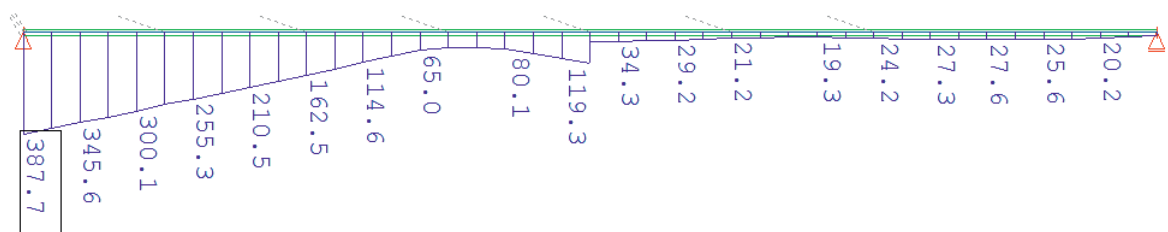
Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει έλεγχος τάσεων τόσο στις φάσεις κατασκευής όσο και σε κατάσταση λειτουργικότητας και αστοχίας. Θα φανεί η χρησιμότητα του υποπρογράμματος CSM καθώς κρίσιμες για την διαστασιολόγηση κρίνονται, στις περισσότερες περιπτώσεις, οι τάσεις που αναπτύσσονται σε κάποια φάση κατασκευής. Ο υπολογισμός των τάσεων έγινε με το υποπρόγραμμα Design Steel Construction.

8.2 Έλεγχος τάσεων στις φάσεις κατασκευής

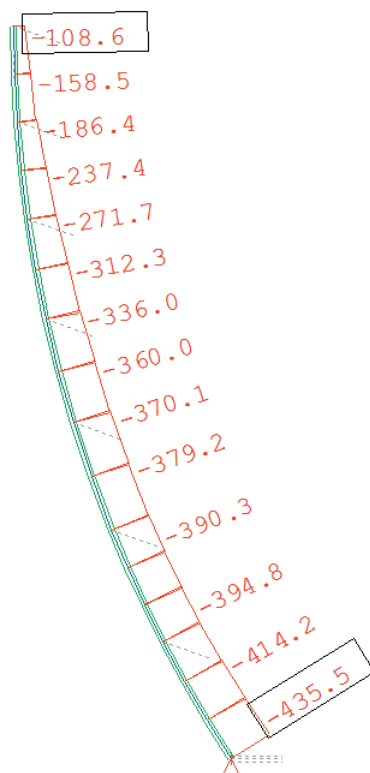
Μέσω του Design Steel Construction έχουν υπολογιστεί οι μέγιστες τάσεις των διατομών, καθώς και οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε δοσμένα σημεία για κάθε φάση κατασκευής. Με το υποπρόγραμμα WinGraf έχουμε τη δυνατότητα να δούμε την περιβάλλουσα των τάσεων από όλες τις φάσεις κατασκευής. Μπορούμε δηλαδή να βρούμε τις μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται κατά μήκος κάθε διατομής κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των μέγιστων θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος του πυλώνα και του καταστρώματος.



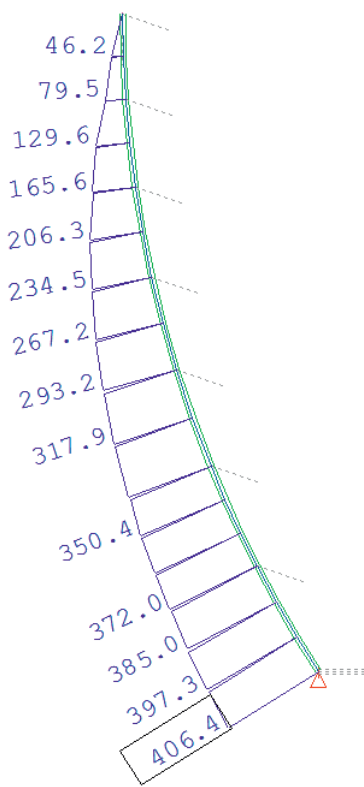
Σχήμα 8.1: Περιβάλλουσα μέγιστων θλιπτικών τάσεων καταστρώματος



Σχήμα 8.2: Περιβάλλουσα μέγιστων εφελκυστικών τάσεων καταστρώματος



Σχήμα 8.3: Περιβάλλουσα μέγιστων θλιπτικών τάσεων πυλώνα



Σχήμα 8.4: Περιβάλλουσα μέγιστων εφελκυστικών τάσεων πυλώνα

8.3 Έλεγχος τάσεων στις ΟΚΑ και ΟΚΛ

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που εφαρμόστηκαν για τον έλεγχο των τάσεων είναι οι ακόλουθοι:

α) $1.35G + 1.50Q + 1.0P \pm 0.6T$

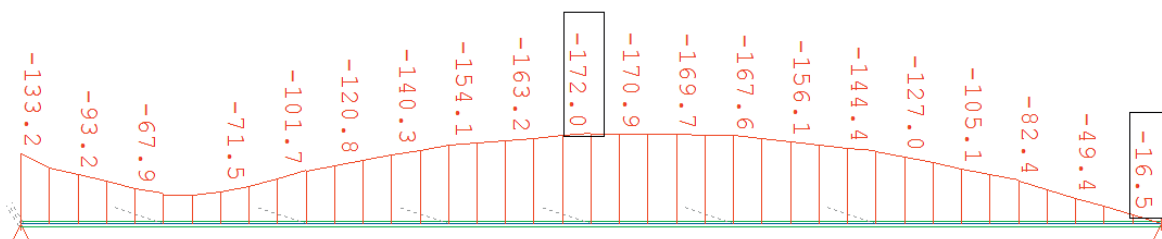
β) $1.35G + 1.50Q + 1.0P \pm 0T$

γ) $1.0G + 1.0Q + 1.0P \pm 0.6T$

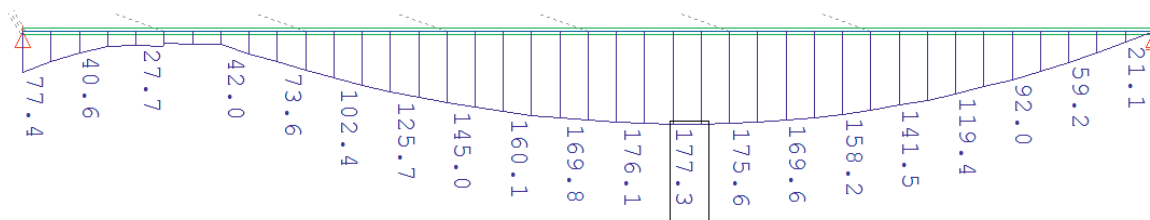
δ) $1.0G + 1.0Q + 1.0P \pm 0T$

ε) $1.0G + 0Q + 1.0P$

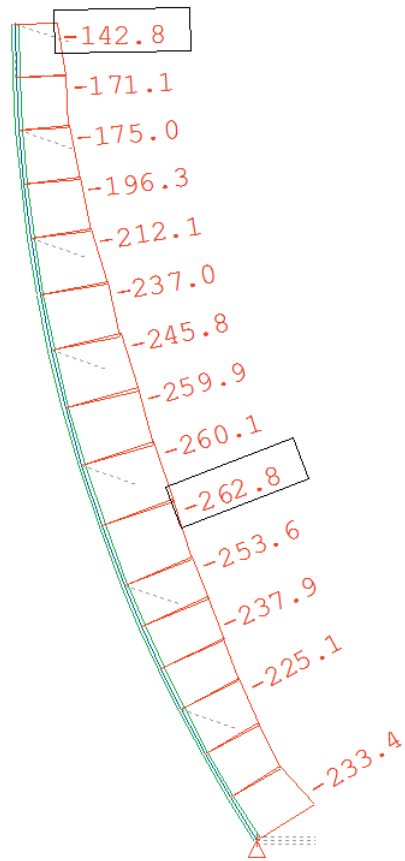
Μέσω του Design Steel Construction έχουν υπολογιστεί οι μέγιστες τάσεις των διατομών, καθώς και οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε δοσμένα σημεία για κάθε περίπτωση φόρτισης. Με το υποπρόγραμμα WinGraf έχουμε τη δυνατότητα να δούμε την περιβάλλουσα των τάσεων από όλες τις περιπτώσεις φορτίσεων. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των μέγιστων θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος του πυλώνα, του καταστρώματος και των καλωδίων:



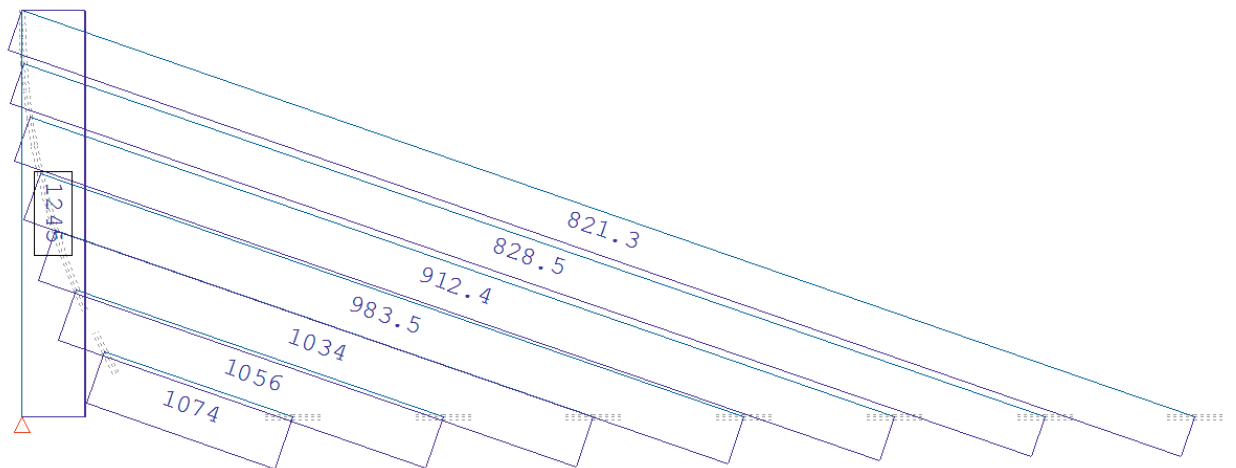
Σχήμα 8.5: Περιβάλλουσα μέγιστων θλιπτικών τάσεων καταστρώματος



Σχήμα 8.6: Περιβάλλουσα μέγιστων εφελκυστικών τάσεων καταστρώματος



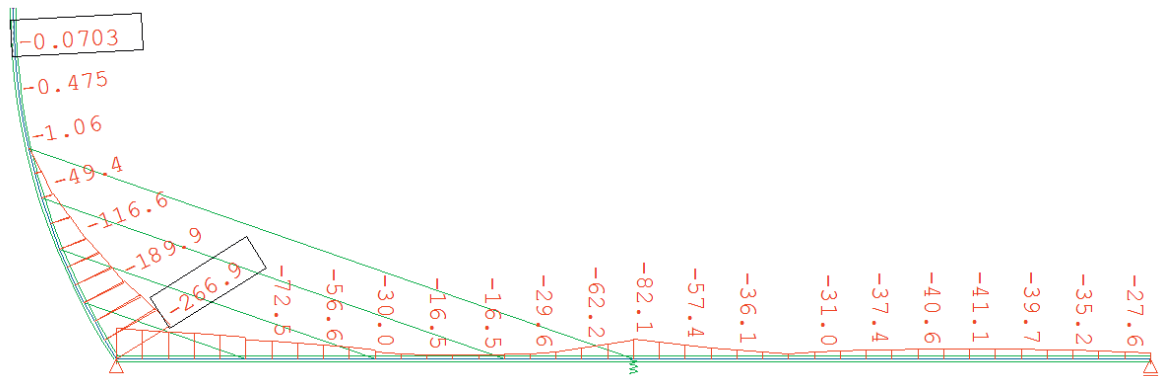
Σχήμα 8.7: Περιβάλλουσα μέγιστων θλιπτικών τάσεων πυλώνων



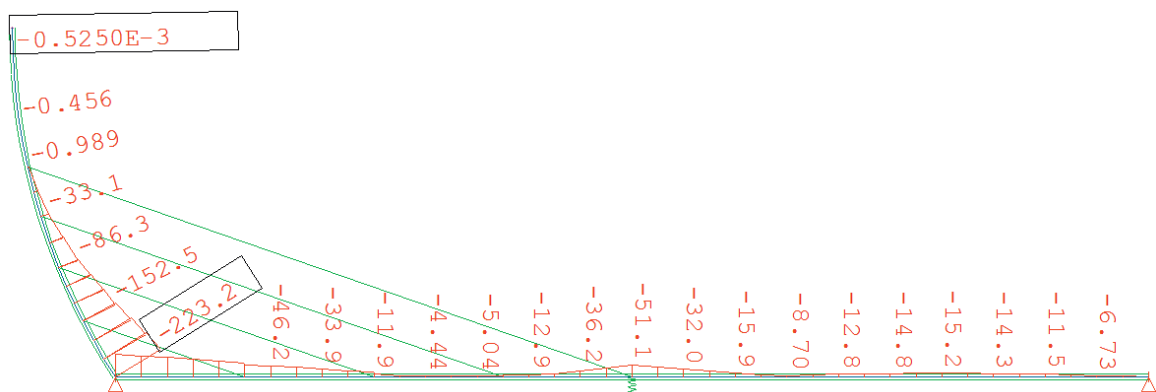
Σχήμα 8.8: Περιβάλλουσα μέγιστων εφελκυστικών τάσεων καλωδίων

8.4 Συμπεράσματα

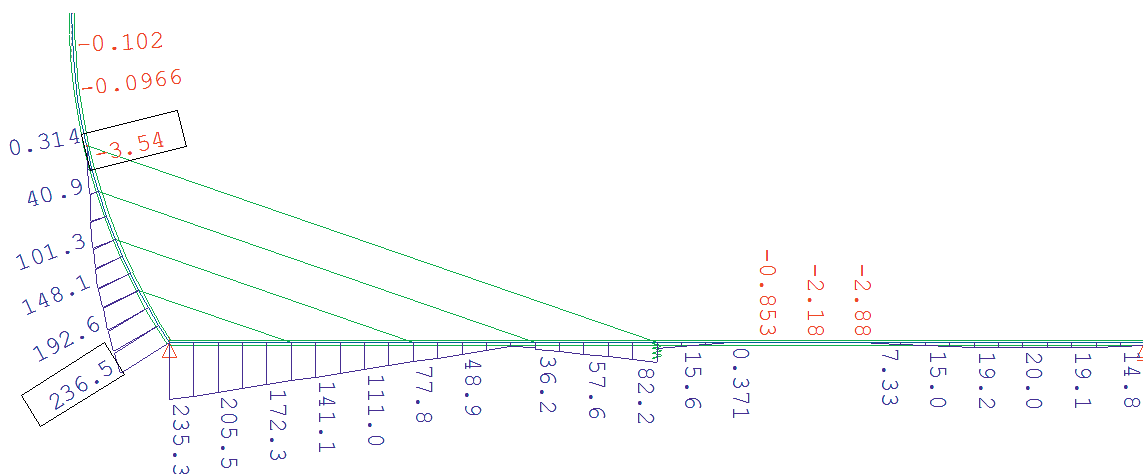
Όπως έχουμε ήδη σχολιάσει στην παράγραφο 4.4 η χρήση του υποπρογράμματος CSM είναι ιδιαίτερα σημαντική. Για παράδειγμα παρουσιάζονται οι τάσεις που αναπτύσσονται στο φορέα στη φάση κατασκευής #6, όταν αυτή έχει υπολογιστεί μέσω του CSM και χωρίς.



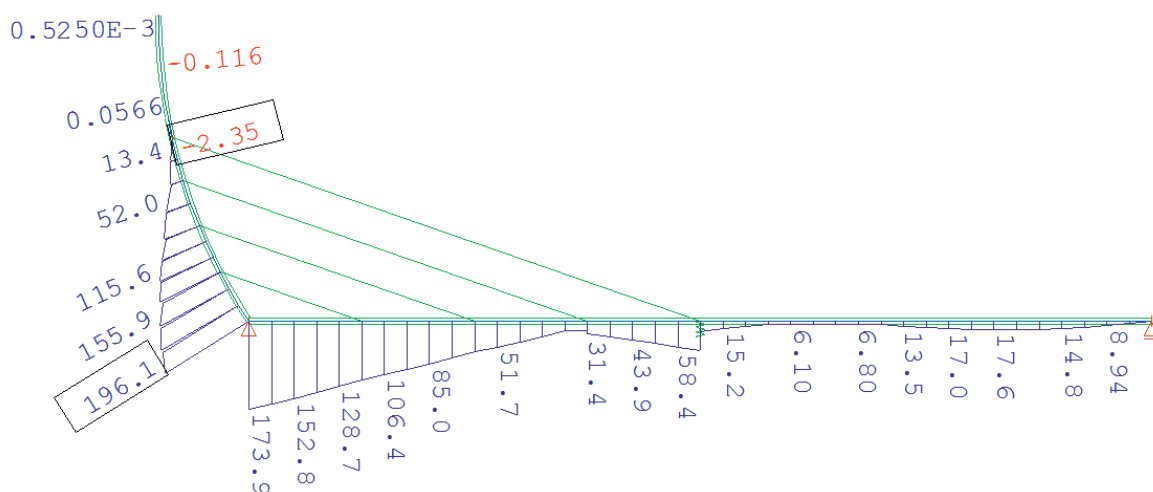
Σχήμα 8.9: Υπολογισμός μέγιστων θλιπτικών τάσεων πυλώνα και καταστρώματος στη φάση κατασκευής #6 μέσω CSM



Σχήμα 8.10: Υπολογισμός μέγιστων θλιπτικών τάσεων πυλώνα και καταστρώματος στη φάση κατασκευής #6 χωρίς CSM



Σχήμα 8.11: Υπολογισμός μέγιστων εφελκυστικών τάσεων πυλώνα και καταστρώματος στη φάση κατασκευής #6 μέσω CSM



Σχήμα 8.12: Υπολογισμός μέγιστων εφελκυστικών τάσεων πυλώνα και καταστρώματος στη φάση κατασκευής #6 χωρίς CSM

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των διαγραμμάτων η προσομοίωση των φάσεων κατασκευής με χρήση του CSM δίνει διαφορετικά (και μάλιστα δυσμενέστερα) αποτελέσματα σε σχέση με αυτήν χωρίς τη χρήση CSM. Θα μπορούσαμε λοιπόν να οδηγηθούμε σε λάθος αποτελέσματα και συνεπώς λάθος διαστασιολόγηση.

9 Εφέδρανα

9.1 Εισαγωγή

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία, με προορισμό να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία, τα οποία επενεργούν στο φορέα της γέφυρας. Επιπλέον, παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται, εφόσον αυτές δεν παρεμποδίζονται με κατασκευαστικά μέτρα. Τα φορτία που μεταβιβάζονται είναι κατακόρυφα και οριζόντια (διαμήκη ή εγκάρσια), οι δε μετακινήσεις οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές ή σε άμεση φόρτιση της γέφυρας.

Τύποι εφεδράνων:

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Σφαιρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα δοχείου
- Κυλινδρικά εφέδρανα

Εφέδρανα:

- Σταθερά
- Κινητά σε μία διεύθυνση
- Κινητά σε δύο διευθύνσεις

Παραλαβή:

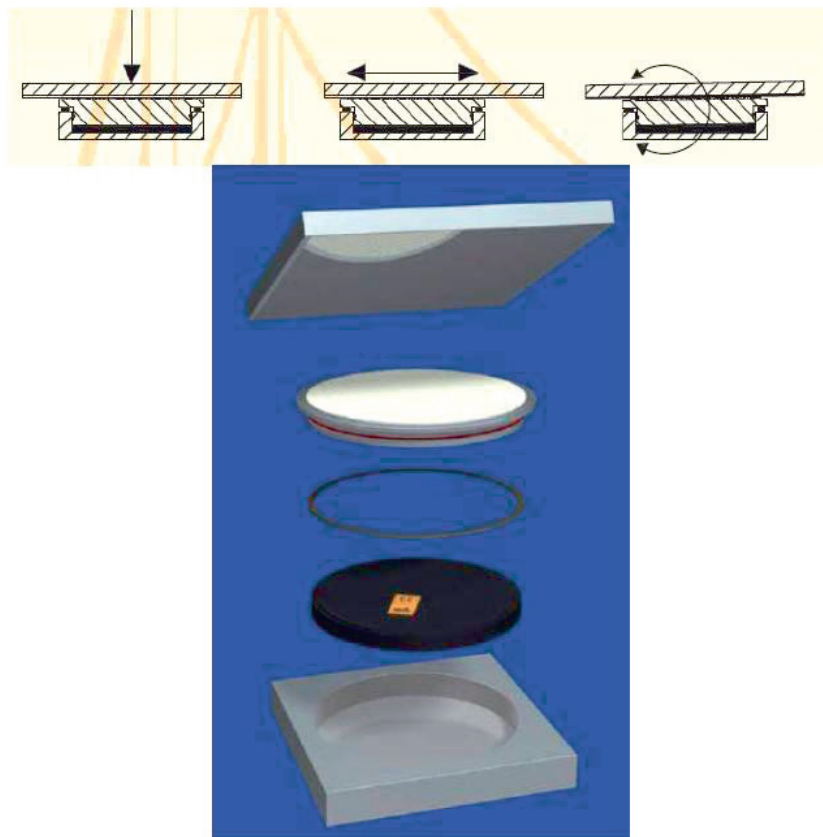
- Θλιπτικών δυνάμεων
- Θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων

9.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων

Για την συγκεκριμένη πεζογέφυρα επιλέχτηκε να χρησιμοποιηθούν εφέδρανα δοχείου (rot bearings). Τα εφέδρανα δοχείου επιτρέπουν την παραλαβή μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων μέσω ενός άοπλου ελαστομερούς από φυσικό καουτσούκ, το οποίο τοποθετείται σε ένα κλειστό δοχείο. Το μέγεθος του εφεδράνου εξαρτάται από την αντοχή του καουτσούκ και του σκυροδέματος κάτω από το εφέδρανο. Το ελαστομερές εντός του δοχείου είναι ασυμπίεστο και συμπεριφέρεται υπό υψηλές τάσεις ως υγρό, επιτρέποντας στροφές περί όλους τους άξονες. Τα κύρια μέρη των εφεδράνων είναι:

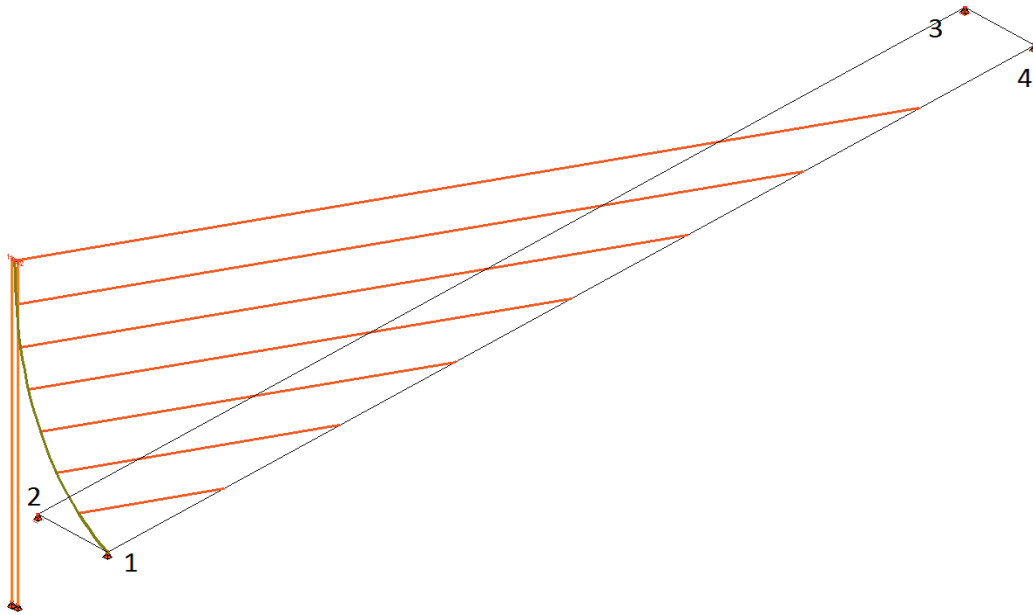
1. Η βάση από ένα χαλύβδινο στρογγυλό δοχείο
2. Ένας ελαστομερής δίσκος τοποθετούμενος μέσα στη βάση
3. Το καπάκι στο άνω μέρος του οποίου εγκιβωτίζεται ένας δίσκος από τεφλόν που επιτρέπει την ολίσθηση
4. Η πλάκα ολίσθησης από ευγενή χάλυβα.
5. Μονωτικοί δακτύλιοι που σφραγίζουν το δοχείο, εμποδίζοντας την εισδοχή σκόνης ή υγρασίας και την έξοδο του καουτσούκ υπό μεγάλες πιέσεις

Από κατάλληλη διαμόρφωση του καπακιού προκύπτει το είδος του εφεδράνου ως κινητό κατά τις δύο ή μία διευθύνσεις ή ως σταθερό. Γενικά δεν απαιτείται αγκύρωση στο φορέα ή τη βάση, εκτός αν οι οριζόντιες δυνάμεις είναι μεγάλες και η πίεση μικρή.



Σχήμα 9.1: Εφέδρανο δοχείου

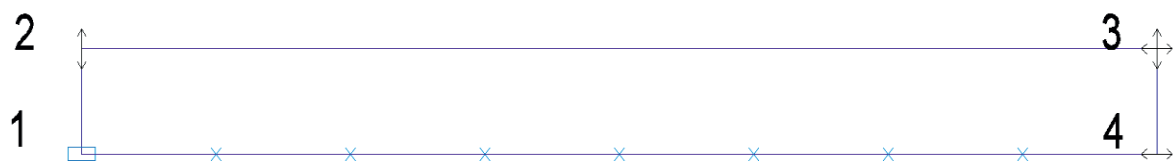
Η στήριξη της έγινε ως εξής:



Σχήμα 9.2: Στήριξη πεζογέφυρας

Όπου

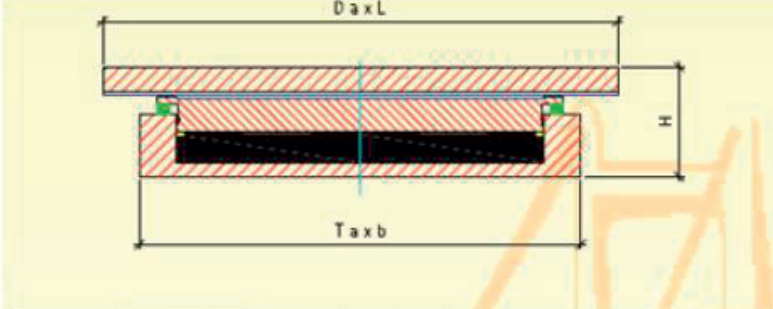
- η στήριξη 1 δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά xx , yy , zz
- η στήριξη 2 δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά xx , zz
- η στήριξη 3 δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά zz
- η στήριξη 4 δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά yy , zz



Σχήμα 9.3: Συνθήκες στήριξης πεζογέφυρας

9.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων

Η επιλογή των διαστάσεων για ένα εφέδρανο δοχείου, γίνεται χρησιμοποιώντας τον παρακάτω πίνακα για φόρτιση $1.35G + 1.5Q + 1.0P$ και $1.0G + 1.0P + 1.0E$ και επιλέγοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση.



Τύπος	κατακόρυφο φορτίο N kN (SLS)	ύψος H ₁₁ mm	T a x b mm	D ex ± 50		Βάρος kg
				a mm	L mm	
TGa10	1000	107	280	330	420	67
TGa15	1500	115	320	370	460	93
TGa20	2000	117	350	400	490	111
TGa25	2500	119	380	430	520	130
TGa30	3000	128	410	460	550	162
TGa35	3500	128	450	500	580	190
TGa40	4000	132	480	530	610	218
TGa45	4500	137	500	550	630	248
TGa50	5000	139	530	580	660	279
TGa55	5500	141	550	600	680	302
TGa60	6000	144	580	630	700	337

Σχήμα 9.4: Εφέδρανο δοχείου για μετακινήσεις σε δύο διευθύνσεις

9.3.1 Φόρτιση $1.35G + 1.5Q + 1.0P$

Τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στις στηρίξεις για φόρτιση $1.35G + 1.5Q + 1.0P$ είναι:

$$N_1 = 3918,5 \text{ kN}$$

$$N_2 = 4611,5 \text{ kN}$$

$$N_3 = 850 \text{ kN}$$

$$N_4 = 192,4 \text{ kN}$$

9.3.2 Φόρτιση $1.0G + 1.0P + 1.0E$

Τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στις στηρίξεις για φόρτιση $1.0G + 1.0P + 1.0E$ είναι:

$$N_1 = 2964 \text{ kN}$$

$$N_2 = 3147 \text{ kN}$$

$$N_3 = 253,8 \text{ kN}$$

$$N_4 = 102,5 \text{ kN}$$

9.3.3 Επιλογή διαστάσεων

Η επιλογή των διαστάσεων του κάθε εφεδράνου έγινε με βάση το δυσμενέστερο φορτίο που αναπτύσσεται σε αυτά από τις φορτίσεις $1.35G + 1.5Q + 1.0P$ και $1.0G + 1.0P + 1.0E$. Άρα:

Για το εφέδρανο #1 έχουμε $\rightarrow N_{1max}=3918.5kN$

Επιλέγεται εφέδρανο δοχείου τύπου TGa40 και στις 4 στηρίξεις με διαστάσεις: ύψος $H=132mm$, πλάτος βάσης $T=480mm$, πλάτος πλάκας ολίσθησης $a=530mm$, μήκος πλάκας ολίσθησης $L=610mm$ και βάρος $218kg$.

Επίσης από την ανάλυση υπολογίστηκε ότι απαιτείται:

Το εφέδρανο #1 να αναλάβει οριζόντια δύναμη $N_x=80kN$ κατά x και $N_y=160kN$ κατά y

Το εφέδρανο #2 να αναλάβει οριζόντια δύναμη $N_x=80kN$ κατά x

Το εφέδρανο #4 να αναλάβει οριζόντια δύναμη $N_y=160kN$ κατά y

Οι δυνάμεις αυτές θα αναληφθούν με κατάλληλες διατάξεις στα εφέδρανα.

10 Συνδέσεις

10.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι α) η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων και β) η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

10.2 Σύνδεση τμημάτων καταστρώματος

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο κεφάλαιο 4, η μεταλλική διατομή του καταστρώματος θα μεταφερθεί στη θέση του έργου σε 3 τμήματα, δύο των 12.5m και ένα των 15m. Η σύνδεση των τμημάτων θα γίνει μέσω συγκόλλησης.

Με τον τεχνικό όρο συγκόλληση εννοούμε την ένωση δύο ή περισσότερων μεταλλικών κομματιών με τη βοήθεια της θέρμανσης ή της πίεσης ή, ακόμη, και με ταυτόχρονη εφαρμογή και των δύο. Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Ανάλογα με τη διαμόρφωση των προς σύνδεση επιφανειών, οι ραφές διακρίνονται σε: εσωραφές, εξωραφές, ραφές πλήρωσης οπής ή σχισμής και ψευδο-εσωραφές.

10.2.1 Επιλογή τύπου συγκόλλησης

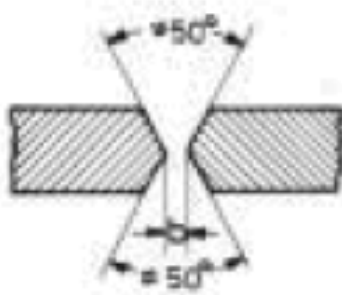
Πριν αρχίσουμε οποιαδήποτε εργασία συγκόλλησης μεταλλικών τεμαχίων, θα πρέπει πρώτα να κάνουμε αναγνώριση του είδους του μετάλλου, από το οποίο είναι κατασκευασμένα τα μεταλλικά τεμάχια (χάλυβας, μπρούντζος, αλουμίνιο κτλ.). Κατόπιν, μετρούμε με ένα παχύμετρο το πάχος των τεμαχίων που θα συγκολληθούν, για να αποφασίσουμε το είδος της συναρμογής (ραφής) και την απαραίτητη προετοιμασία των άκρων τους. Τέλος, αποφασίζουμε για τη μέθοδο και το είδος της συγκόλλησης που θα εφαρμόσουμε (οξυγονοκόλληση, ηλεκτροσυγκόλληση). Εδώ επιλέγεται να γίνει εσωραφή πλήρους διείδυσης τύπου (X), μιας και το πάχος των προς συγκόλληση ελασμάτων είναι σχετικά μεγάλο (20mm).

Οι εσωραφές μεταλλικών τεμαχίων λέγονται και βυθισμένες ραφές, γιατί το συγκολλητικό υλικό εισχωρεί (βυθίζεται) στα ειδικά διαμορφωμένα άκρα των τεμαχίων, για να πραγματοποιηθεί η συγκόλλησή τους. Επίσης, αναφέρονται και ως συναρμογές κατά άκρα, επειδή η συγκόλληση πραγματοποιείται στα άκρα δύο μεταλλικών τεμαχίων, ώστε να δημιουργηθεί μια επέκταση της μεταλλοκατασκευής. Το πάχος των εσωραφών πλήρους διείδυσης είναι ίσο με το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων, αφού η συγκόλληση διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης. Η αντοχή σχεδιασμού μιας εσωραφής πλήρους διείδυσης λαμβάνεται ίση με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη, με την προϋπόθεση ότι η συγκόλληση εκτελείται με τα κατάλληλα αναλώσιμα υλικά, τα οποία είναι σε θέση να παράγουν δοκίμια (αποτελούμενα μόνο από

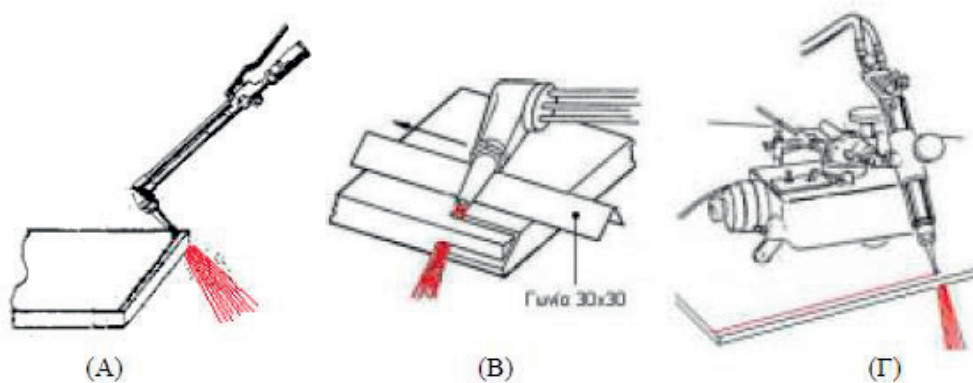
υλικό συγκόλλησης) με ελάχιστο όριο διαρροής και εφελκυστική αντοχή μεγαλύτερη από εκείνη του μητρικού μετάλλου.

10.2.2 Προετοιμασία των προς συγκόλληση άκρων

Η ραφή τύπου (X) (ή double V) χρησιμοποιείται συνήθως σε συναρμογή ελασμάτων πάχους πάνω από 12 mm και μέχρι 25 mm. Τα άκρα των δύο τεμαχίων που πρόκειται να συγκολληθούν, λοξοτομούνται (φρεζάρονται) υπό γωνία 25-30° το καθένα, ώστε, όταν τελικά τοποθετηθούν στη θέση της συγκόλλησης, να σχηματιστούν γωνίες 50-60° και από τις δύο πλευρές. Η λοξοτόμηση γίνεται με τροχό ή με οξυγονοκόφτη. Η προετοιμασία των άκρων που θα συγκολληθούν απαιτεί μεγάλη προσοχή και σχετική εμπειρία, ώστε να σχηματιστούν ομοιόμορφα οι λοξές (φρεζάτες) υποδοχές της συγκόλλησης και από τις δύο πλευρές των ελασμάτων. Εννοείται βέβαια ότι η ραφή τύπου (X) απαιτεί συγκόλληση και από τις δύο πλευρές.



Σχήμα 10.1: Διαμόρφωση εσωραφής τύπου X

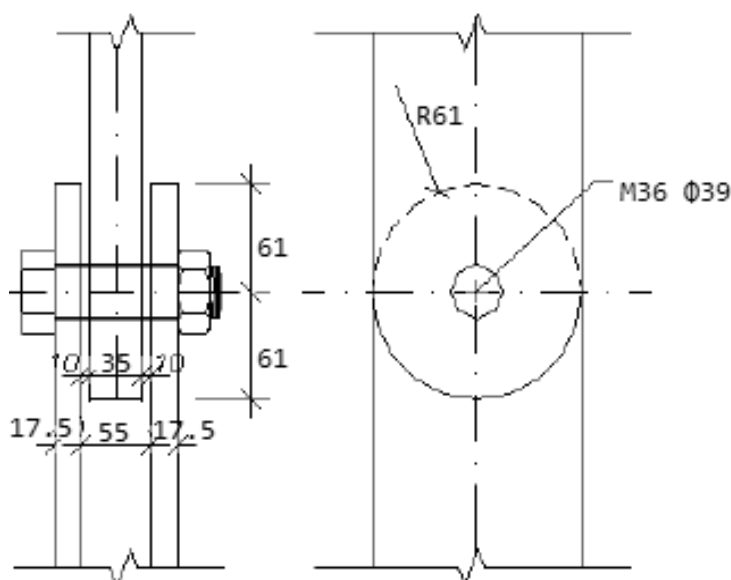


Σχήμα 10.2: Λοξοτόμηση μεταλλικού τεμαχίου: (Α) Με οξυγονοκόφτη χειρός (Β) Με τη χρήση ισοσκελούς γωνίας από μορφοσίδηρο για την διαμόρφωση άκρου υπό γωνία 45° (Γ) Με αυτόματη μηχανή

10.3 Σύνδεση καλωδίων καταστρώματος

Η σύνδεση των καλωδίων με το κατάστρωμα θα γίνει μέσω ενός πολυαρθρωτού συστήματος με ελάσματα και πείρους. Οι συνδέσεις με πείρους αποτελούν την πλέον σαφή κατασκευαστική διαμόρφωση άρθρωσης. Οι πείροι διέρχονται μέσω ελασμάτων με οπές, των ονομαζόμενων στεφανιών (eye-bars). Τα μέλη που συνδέονται με πείρους πρέπει να διαθέτουν επαρκείς διαστάσεις για την ομαλή μεταφορά της έντασης από την περιοχή της οπής προς το εσωτερικό του μέλους μακριά από τον πείρο.

Η ποιότητα των ελασμάτων που θα χρησιμοποιηθούν είναι S355, ο πείρος θα είναι κοχλίας M36, ποιότητας 10.9, σε οπή Φ39. Η διάταξη των ελασμάτων φαίνεται στο σχήμα 10.3, ενώ η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται είναι 580.5kN. Η δύναμη σχεδιασμού είναι $F_{ed} = 1.50 \times 580.5 = 870.75 \text{ kN}$.



Σχήμα 10.3: Λεπτομέρειες σύνδεσης

Στη συνέχεια περιγράφεται η διαδικασία ελέγχου των συνδέσεων με πείρους. Οι διαστάσεις των στεφανιών προσδιορίζονται με δύο τρόπους [2]:

- Τύπος Α: Δεδομένο το πάχος t του στεφανιού

Οι ακραίες αποστάσεις προσδιορίζονται από τις σχέσεις:

$$a \geq \frac{F_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 \times t \times f_y} + \frac{2 \times d_0}{3}, \quad (10.1)$$

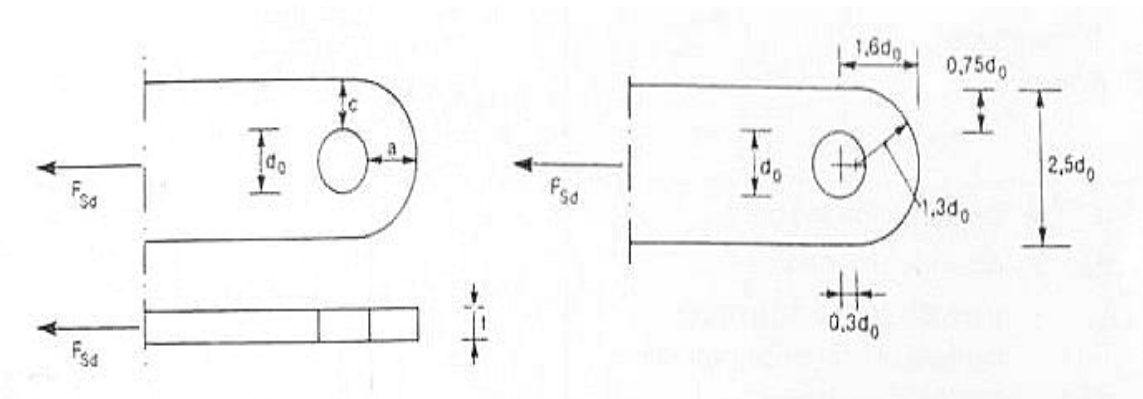
$$c \geq \frac{F_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 \times t \times f_y} + \frac{d_0}{3}, \quad (10.2)$$

όπου $\gamma_{M0} = 1.0$

- Τύπος Β: Δεδομένη η γεωμετρία του στεφανιού, με $d_0 < 2.5t$

Το πάχος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$t \geq 0.7 \times \sqrt{\frac{F_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}}, \quad (10.3)$$



Σχήμα 10.4: Διαστάσεις στοιχείων που συνδέονται με πείρους

Για δύναμη σχεδιασμού 870.75kN και πείρο M36 10.9 επιλέγονται διαστάσεις, ελέγχοντας να ικανοποιούν τις σχέσεις 10.1, 10.2:

$$t = 25\text{mm}$$

$$d_o = 39\text{mm}$$

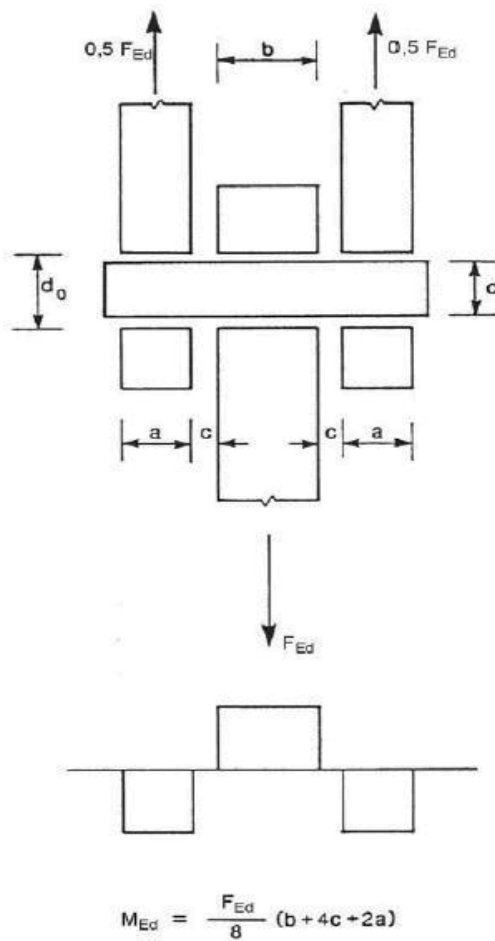
$$a = 61\text{mm}$$

$$c = 61\text{mm}$$

Η διαστασιολόγηση του πείρου σε σύνθλιψη άντυνας, κάμψη, διάτμηση και συνδυασμένη καταπόνηση έγινε με τη βοήθεια του παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 10.1: Κριτήρια σχεδιασμού για συνδέσεις μέσω πείρων

Μηχανισμός αστοχίας	Απαιτήσεις σχεδιασμού
Αντοχή σε διάτμηση του πείρου	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας του ελάσματος και του πείρου	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επίσης να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Αντοχή σε κάμψη του πείρου	$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επίσης να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Αντοχή σε αλληλεπίδραση διάτμησης και ροπής του πείρου	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει η τάση επαφής άντυνας να ικανοποιεί τον περιορισμό:	$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Ed} \text{ όπου}$ $\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E \times F_{Ed,ser} \times (d_0 - d)}{d^2 \times t}}$ $f_{h,Ed} = 2,5 \times f_y / \gamma_{M6,ser}$
A : η διατομή του πείρου d : η διάμετρος του πείρου d ₀ : η διάμετρος της οπής t : το πάχος του συνδεόμενου μέρους f _y : η μικρότερη από τις αντοχές σχεδιασμού του πείρου και του συνδεόμενου μέρους f _{up} : η εφελκυστική αντοχή του πείρου f _{yp} : το όριο διαρροής του πείρου γ _{M2} : 1,25 γ _{M0} : 1,00 γ _{M6,ser} : 1,00 F _{Ed,ser} : η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που μεταφέρεται από την άντυνα για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό φόρτισης των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας	



Σχήμα 10.5: Ροπή στον πείρο

Για τα ελάσματα έγινε έλεγχος για το μεσαίο έλασμα που παίρνει όλη τη δύναμη. Για τα ακραία ελάσματα ισχύουν τα ίδια αφού έχουν το μισό πάχος ενώ παραλαμβάνουν τη μισή δύναμη το καθένα.

11 Έλεγχος δυναμικής απόκρισης

11.1 Δυναμική των κατασκευών

Τα τελευταία χρόνια, η υπάρχουσα τάση για χρησιμοποίηση βελτιωμένων και σύγχρονων οικοδομικών υλικών που μπορούν να αναλάβουν αυξημένα στατικά φορτία, έχει οδηγήσει στην κατασκευή ελαφρύτερων πεζογεφυρών, με μικρότερες, πιο λεπτές διατομές, μεγαλύτερα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μικρότερες ιδιοσυχνότητες, στις οποίες πιθανά δυναμικά φαινόμενα αποκτούν μεγαλύτερη σημασία.

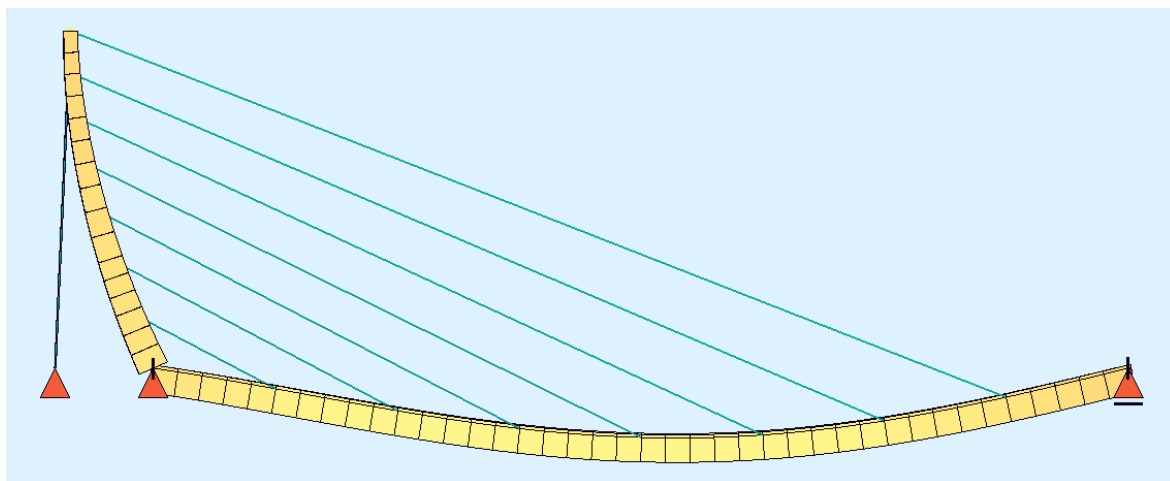
Υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτή. Σε περίπτωση, λοιπόν, συγχρονισμού της κίνησης των πεζών με μία ή περισσότερες από τις φυσικές συχνότητες της πεζογέφυρας είναι δυνατόν να αναπτυχθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη, έως και μεγαλύτερα από αυτά των στατικών φορτίων, προκαλώντας την αίσθηση φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες της.

Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται μια ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε διέγερση ενός δυναμικού φορτίου.

11.2 Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας

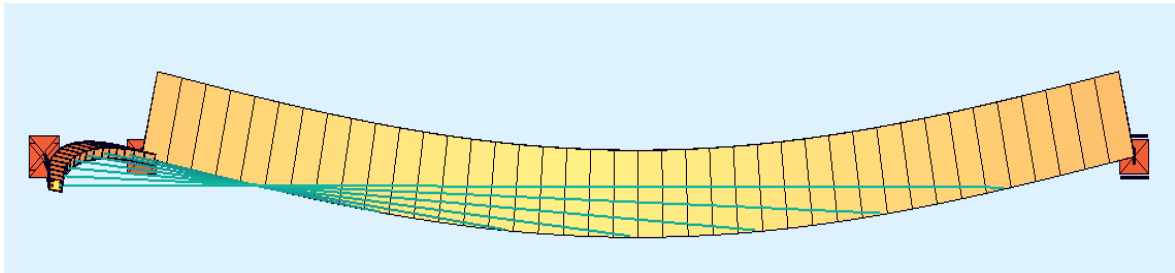
Η δυναμική ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού Sofistik και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος DYNA.

Η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η κατακόρυφη για συχνότητα $f_1 = 1.638\text{Hz}$ και παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



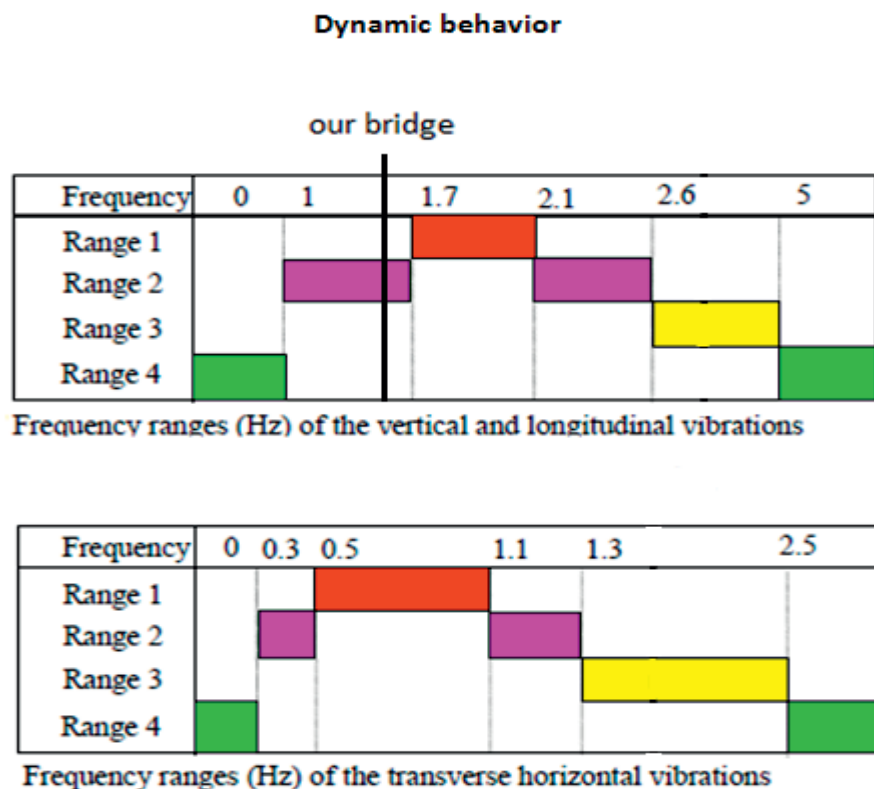
Σχήμα 11.1: Θεμελιώδης ιδιομορφή φορέα για $f_1=1.638\text{Hz}$

Η οριζόντια ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_3 = 4.036\text{Hz}$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 11.2: 1η οριζόντια ιδιομορφή φορέα για $f_3=4.036\text{Hz}$

Η τιμή αυτή είναι αρκετά μεγαλύτερη από το φάσμα των συχνοτήτων των οριζόντιων δονήσεων του σχήματος 11.3 και για αυτό μπορεί να θεωρηθεί ότι η υπό εξέταση πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει από την ανάπτυξη σημαντικών οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων που θα προκαλούνταν από έναν ενδεχόμενο συγχρονισμό της κίνησης του πεζού με την οριζόντια ιδιοσυχνότητα της γέφυρας.



Σχήμα 11.3: Εύρη συχνοτήτων για οριζόντιες και κατακόρυφες δονήσεις

Για τις κατακόρυφες δονήσεις, η κρίσιμη ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας βρίσκεται σε ένα εύρος που χρειάζεται περαιτέρω ανάλυση. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

Θεωρούμε ότι η γέφυρα φορτίζεται με ένα πλήθος πεζών με πυκνότητα: $d=0.8 \text{ P/m}^2$.

Επομένως ο συνολικός αριθμός των πεζών που βρίσκονται πάνω στη γέφυρα είναι $n=d \times A = 0.8 \times 40 \times 3 = 96$ πεζοί, όπου A το εμβαδόν του καταστρώματος της γέφυρας.

Θεωρούμε λόγο απόσβεσης ίσο με $\xi=2\%$.

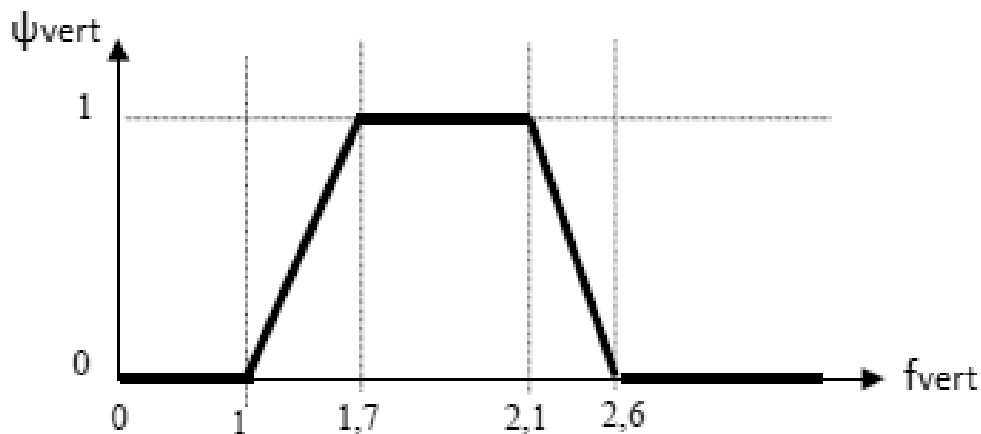
Ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών είναι: $n_{eff} = 10.8 \times \sqrt{n \times \xi} = 15$

Δηλαδή 15 ισοδύναμοι πεζοί που κουνιούνται με συχνότητα ίση με την ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας.

Τέλος θεωρούμε ένα κατανεμημένο δυναμικό φορτίο ίσο με:

$$p = \frac{280 \times n_{eff}}{A} \times \cos(2\pi \times f \times t) \times \psi_{vert}, \quad (11.1)$$

Από το παρακάτω διάγραμμα για κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα $f_{vert} = 1.638 \text{ Hz}$ παίρνω $\psi_{vert}=0.9$.



Επομένως:

$$p = 0.032 \times \frac{\cos(2\pi \times 1.638 \times t)}{1000} \text{ kN/m}^2$$

Το παραπάνω φορτίο μπορεί να θεωρηθεί ως μία περιοδική δύναμη, καθώς ισχύει $f(t) = f(t + nT)$, $n = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$. Όταν μια συνάρτηση είναι περιοδική, από μαθηματική άποψη μπορεί να προσεγγισθεί από μία σειρά Fourier.

Επομένως το φορτίο της σχέσης 11.1 μπορεί να προσομοιωθεί με τη βοήθεια του υποπρογράμματος DYNA με τις ακόλουθες εντολές:

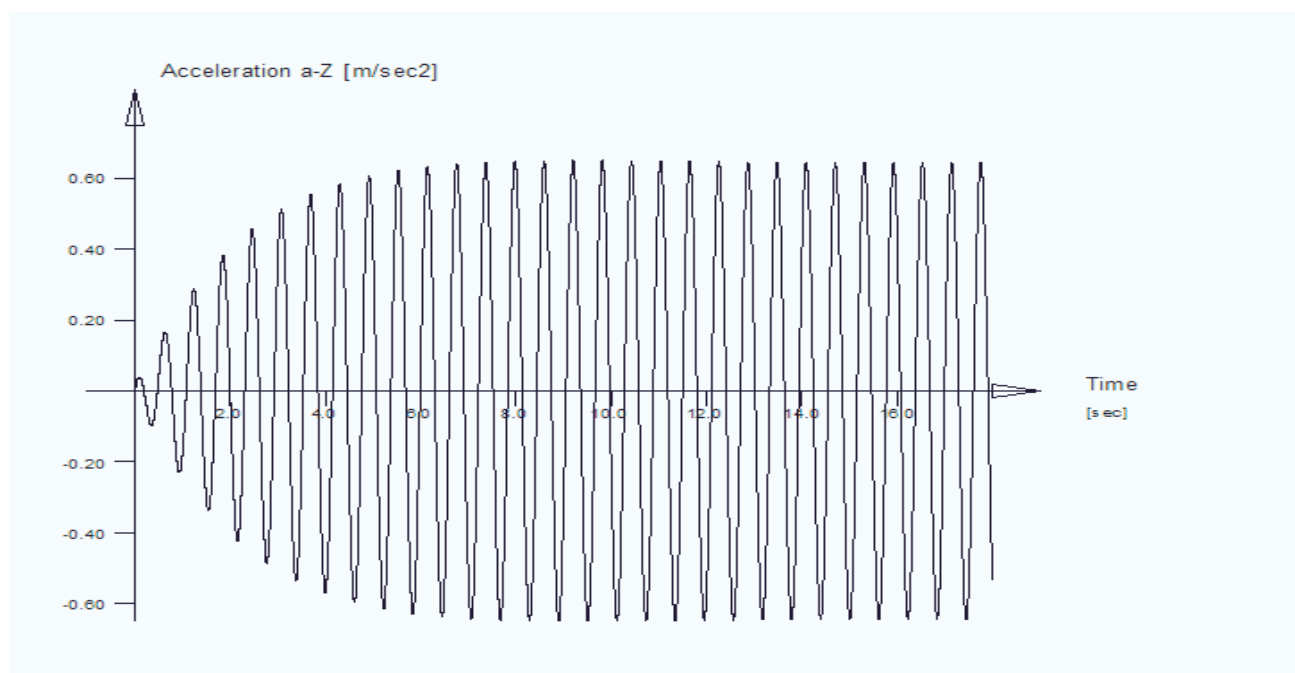
```
+PROG SOFILOAD urs:30.1
  LC NO 205 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 200 FACT 1
  FUNC T 0.6105 F 1 T1 0 TMIN 0 tmax 18
END

+PROG DYNA urs:8
HEAD 0.8 persons/M^2
ECHO OPT FULL
PAGE LINE 99999
CTRL OPT STYP VAL 0
MODD D 0.04
EIGE 10 TYPE REST LC 2001
STEP N 18000 DT 0.001

$ 1 ΑΡΜΟΝΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ
LC NO 205 FACT 1
HIST TYPE A-z FROM 1008 TO 1010 INC 2 LCST 300
END

+PROG DYNR urs:5
head ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
page lano 1
HIST LCS 300 TYPE A-Z NO1 1008
END
```

Το διάγραμμα της κατακόρυφης επιτάχυνσης που προέκυψε για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 11.4: Κατακόρυφη επιτάχυνση για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Σχήμα 11.5: Επίπεδα άνεσης για κατακόρυφη επιτάχυνση

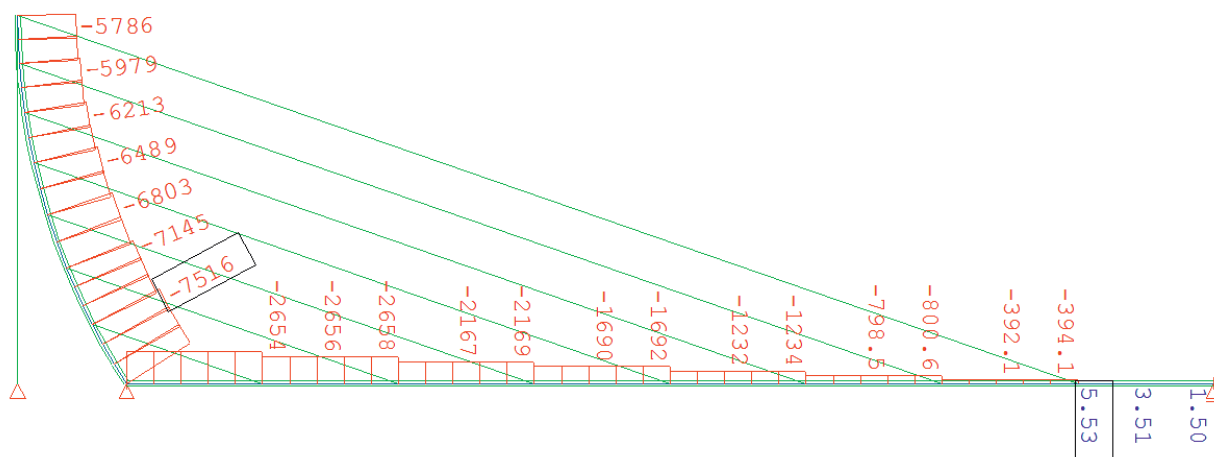
Όπως φαίνεται από το διάγραμμα οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται είναι μικρότερες από τα όρια που δίνει ο κανονισμός επομένως η πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει από δυναμικά φαινόμενα.

12 Βιβλιογραφία

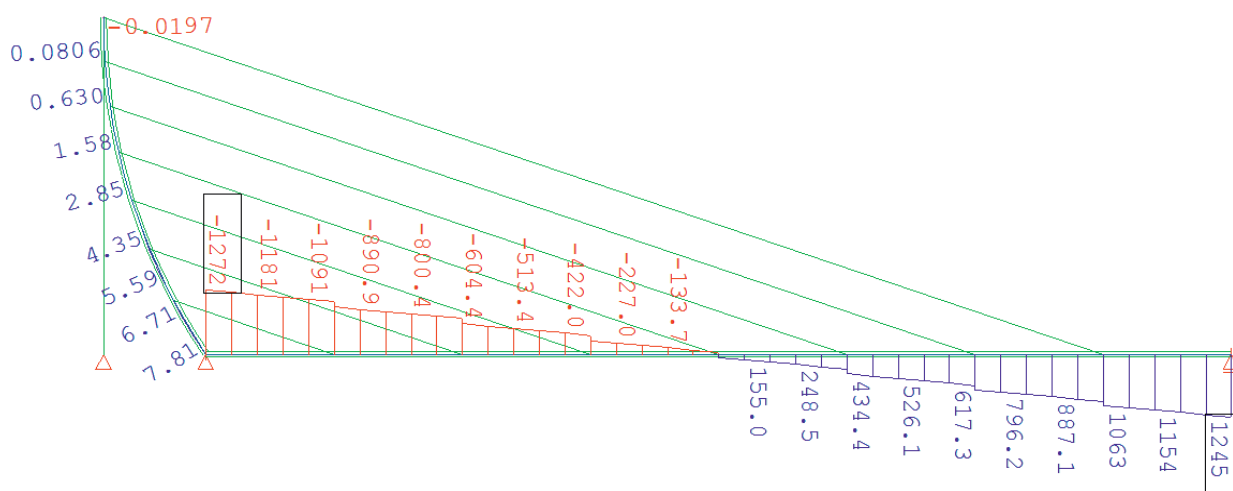
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003) «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Κατσιαδέλης Ι. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος Ι». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
7. Κατσιαδέλης Ι. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
8. Chopra A. (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική (3η εκδ.)». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
9. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
10. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ιδίων βάρους, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
11. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
12. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
13. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
14. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005
15. Διαδικτυογραφία: <http://www.pi-schools.gr/>

Παράρτημα Α. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

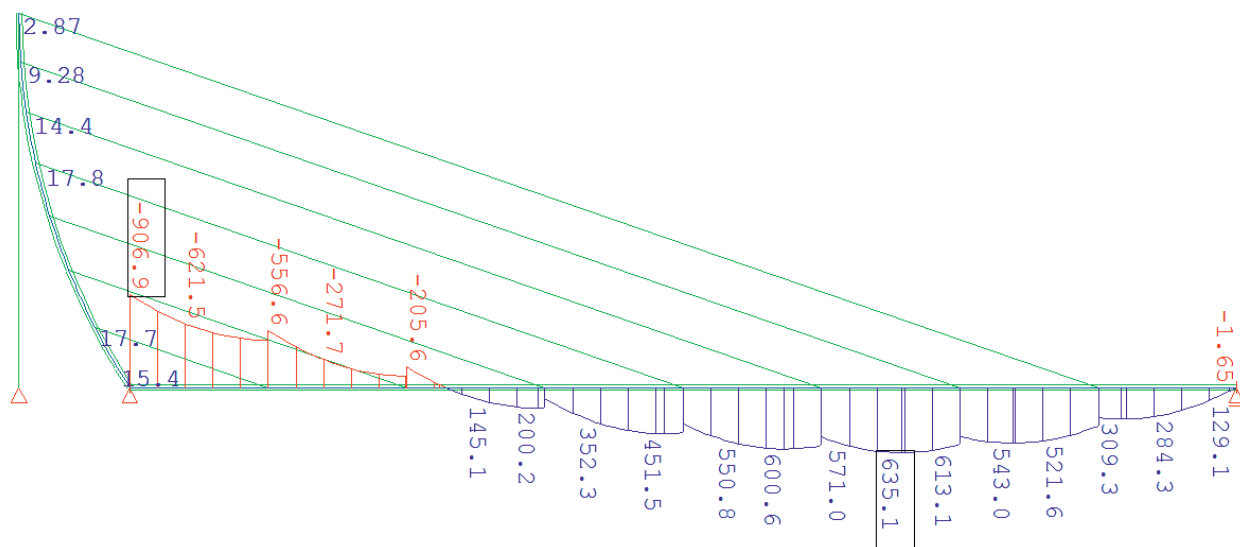
Για φόρτιση $1.0G + 1.0Q + 1.0P$ παρουσιάζονται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών.



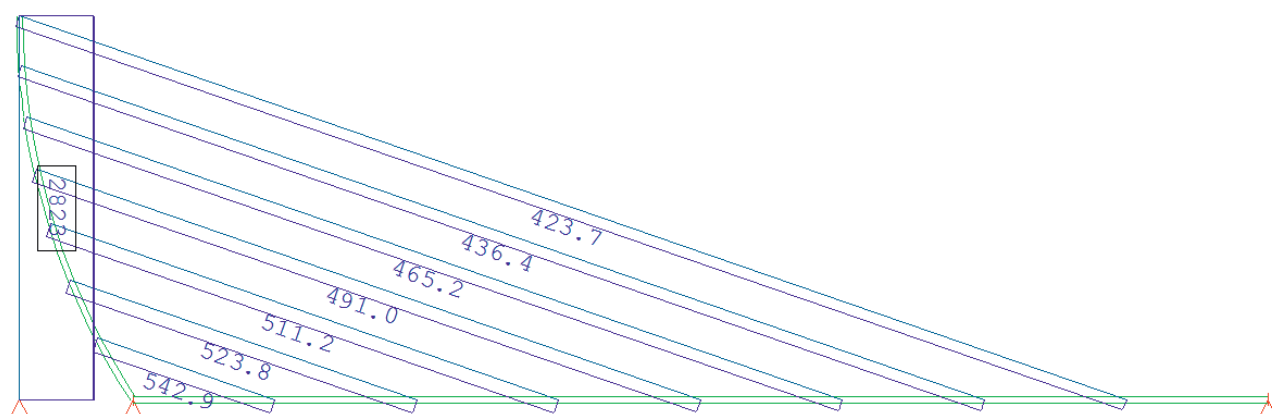
Σχήμα Α.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Σχήμα Α.2: Διάγραμμα στρεπτικών ροπών M_t

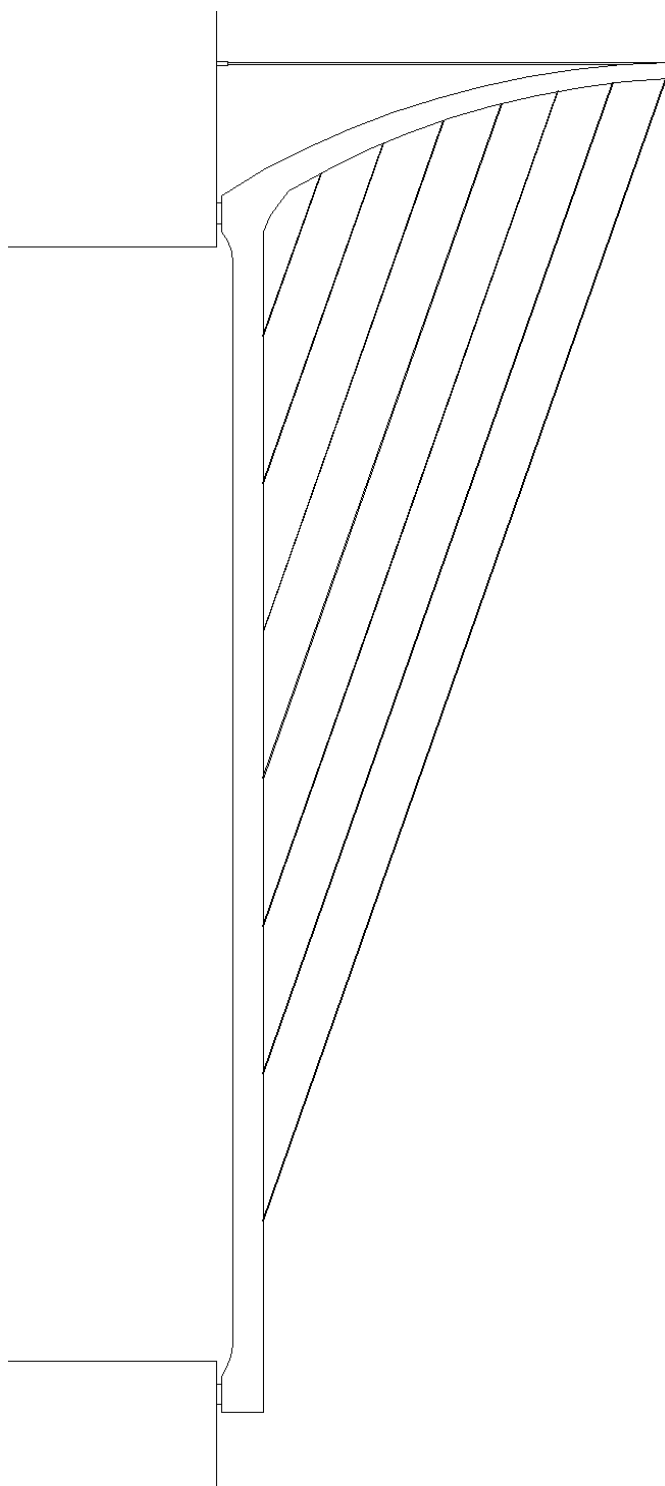


Σχήμα Α.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y

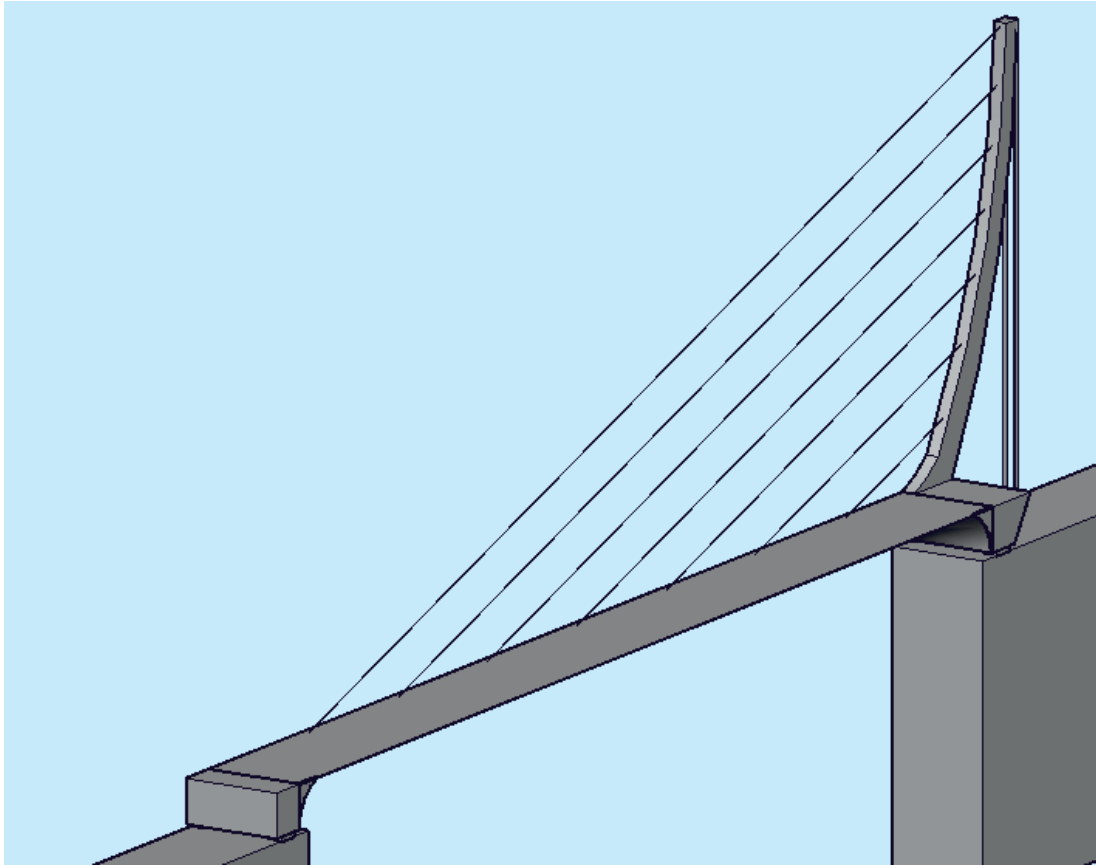


Σχήμα Α.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων καλωδίων

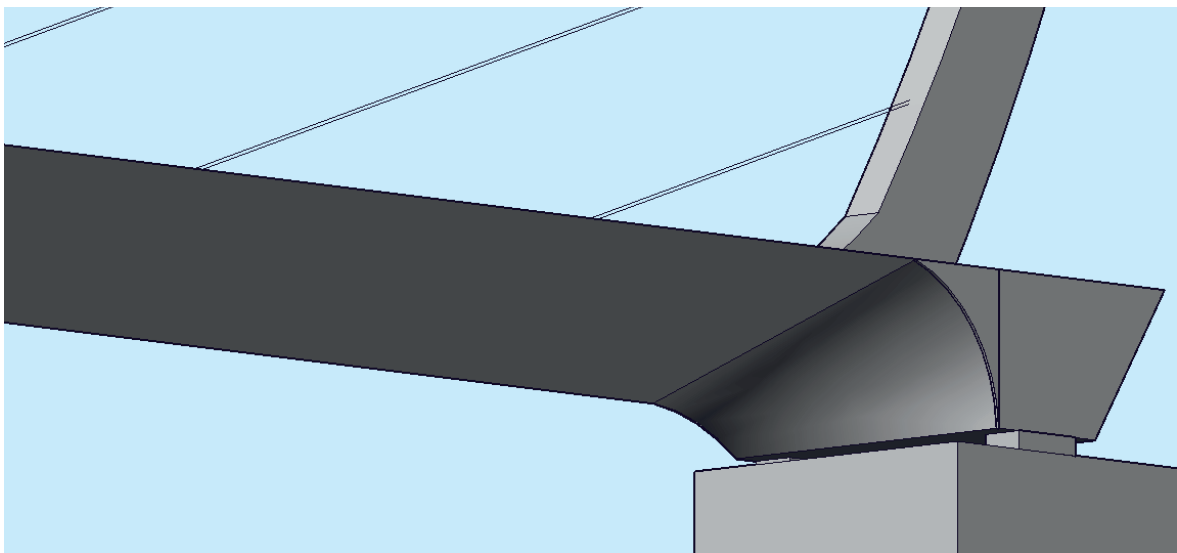
Παράρτημα Β. Σχέδια



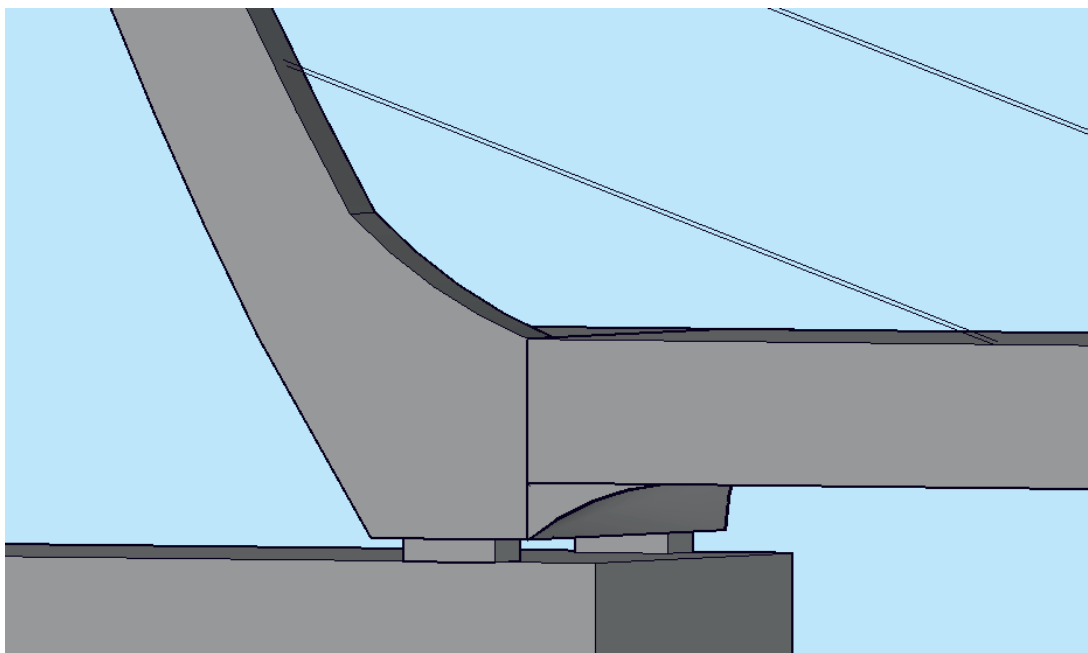
Σχήμα Β.1: Όψη πεζογέφυρας



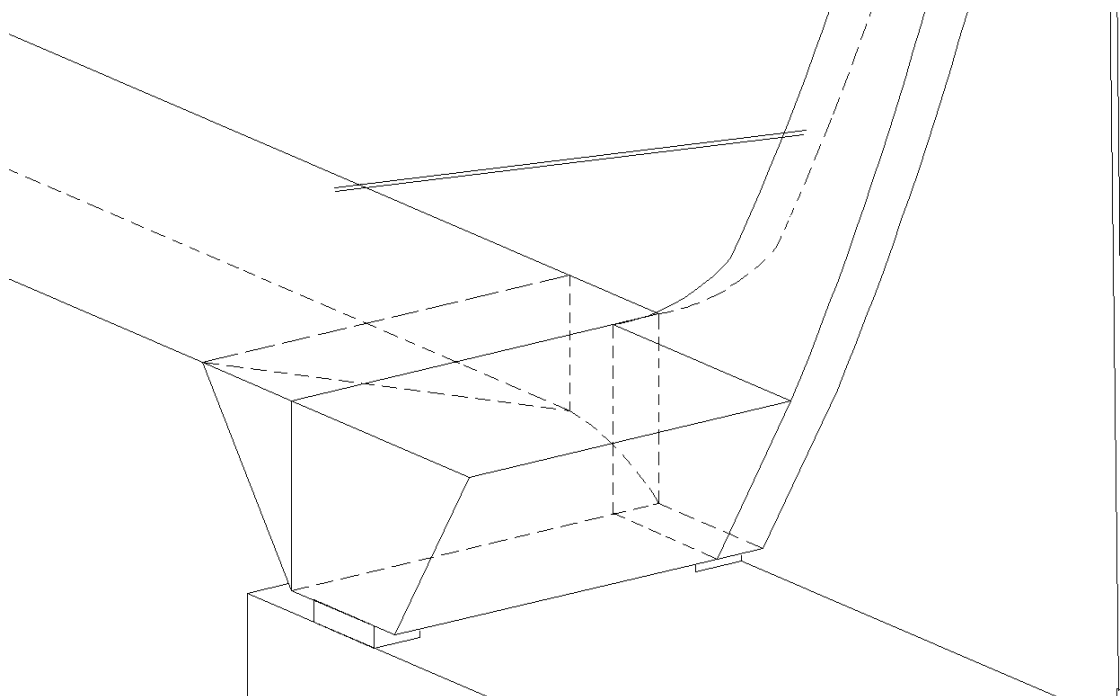
Σχήμα Β.2: Πεζογέφυρα σε 3D



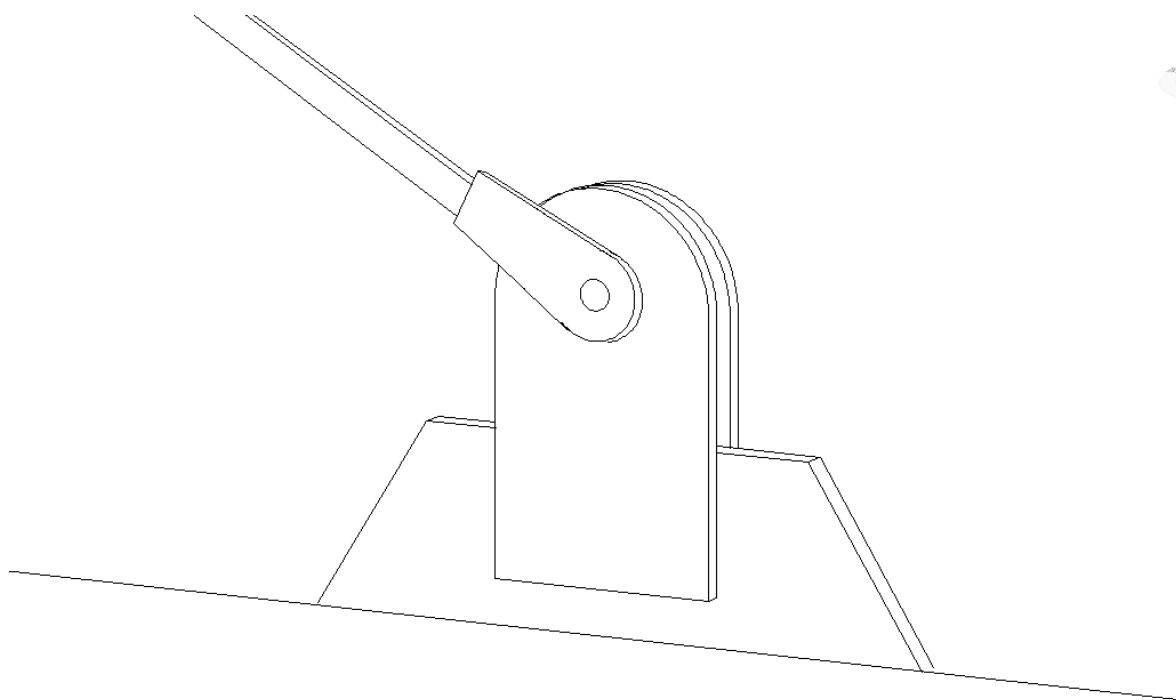
Σχήμα Β.3: Σύνδεση καταστρώματος πυλώνα



Σχήμα Β.4: Σύνδεση καταστρώματος πλώνα



Σχήμα Β.5: Σύνδεση καταστρώματος πλώνα



Σχήμα Β.6: Σύνδεση καταστρώματος καλωδίων ανάρτησης